



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
FACOLTÀ DI INGEGNERIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
TESI DI LAUREA MAGISTRALE

CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DI
PAVIMENTAZIONI IN MATERIALE POLIMERICO
PER PONTI STRADALI

Relatore: Ch.mo Prof. Ing. Marco Pasetto

Correlatore: Dott. Ing. Giovanni Giacomello

Laureando: Enrico Volpato

Anno Accademico 2013/2014

SOMMARIO

1	Introduzione	1
2	Ponti e pavimentazioni stradali	5
2.1	Ponti e impalcati.....	5
2.1.1	Classificazione dei ponti.....	5
2.1.2	Tipologie di impalcato.....	8
2.2	Pavimentazioni stradali.....	10
2.2.1	Pavimentazioni rigide	11
2.2.2	Pavimentazioni semi-rigide	12
2.2.3	Pavimentazioni flessibili.....	12
2.2.4	Stati tensionali all'interno di una pavimentazione flessibile per impalcati da ponte stradale	14
3	Durabilità delle opere infrastrutturali stradali	17
3.1	Introduzione	17
3.2	Degrado delle pavimentazioni stradali	18
3.2.1	Ormaiamento.....	18
3.2.2	Fatica	19
3.2.3	Temperatura e cicli termici	19
3.3	Degrado degli impalcati da ponte stradale.....	20
3.3.1	Processi di trasporto nel calcestruzzo.....	20
3.3.2	Corrosione dell'acciaio.....	21
3.3.3	Sali disgelanti.....	23
3.3.4	Cicli termici nel calcestruzzo.....	23
3.4	Protezione degli impalcati da ponte stradale.....	23
3.4.1	Requisiti di un sistema di impermeabilizzazione degli impalcati.....	24
3.4.2	Tecniche tradizionali per l'impermeabilizzazione degli impalcati	26

4	Polimeri e conglomerato polimerico: applicazione su ponti stradali.....	29
4.1	Introduzione.....	29
4.2	Polimeri.....	29
4.2.1	Classificazione dei polimeri.....	30
4.2.2	Polimeri termoindurenti.....	33
4.3	Copolimeri, miscele polimeriche e leghe polimeriche.....	40
4.4	Conglomerato polimerico.....	41
4.5	Impermeabilizzazioni in materiale polimerico carrabile per ponti stradali.....	43
4.5.1	Tessitura superficiale.....	46
4.5.2	Preparazione del piano di posa.....	46
4.5.3	Posa in opera.....	49
4.5.4	Durabilità.....	59
5	Danneggiamento delle pavimentazioni stradali per fatica.....	61
5.1	Introduzione.....	61
5.2	Fatica nelle pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso.....	62
5.3	Studio della fatica in laboratorio per conglomerati bituminosi.....	65
5.3.1	Tipologia di prove a fatica.....	66
5.3.2	Modalità di esecuzione delle prove a fatica.....	67
5.3.3	Modalità di caricamento dei provini.....	69
5.3.4	Tipologie di approccio allo studio della fatica.....	70
5.3.5	Approccio alla fatica fenomenologico.....	71
5.3.6	Approccio alla fatica in termini di danno.....	74
5.3.7	Approccio alla fatica energetico.....	75
5.4	Studio della fatica in laboratorio per conglomerato polimerico.....	76
6	Danneggiamento delle pavimentazioni e degli impalcati da ponte stradali per effetti termici..	81
6.1	Variazioni dimensionali dei materiali per effetti termici.....	81
6.2	Variazioni dimensionali dei materiali contrastate.....	83

6.3	Interazione tra pavimentazione e impalcato da ponte per effetti termici.....	84
6.4	Studio del coefficiente di dilatazione o contrazione termica lineare in laboratorio.....	99
7	Modelli e legami costitutivi	105
7.1	Introduzione	105
7.2	Modelli costitutivi	106
7.2.1	Modello elastico lineare.....	108
7.2.2	Modello viscoelastico lineare.....	109
7.3	Legami costitutivi.....	113
7.3.1	Moduli di rigidezza per conglomerati bituminosi ottenuti secondo protocollo europeo UNI EN 12697-26.....	118
8	Caratterizzazione dei materiali.....	123
8.1	Composizione delle miscele.....	123
8.1.1	Leganti	123
8.1.2	Aggregati	126
8.1.3	Progettazione delle miscele di aggregati	138
8.1.4	Miscele proposte (legante e aggregati).....	141
8.2	Tipologia di provini.....	144
8.2.1	Provini cilindrici.....	144
8.2.2	Provini prismatici	145
8.3	Confezionamento dei provini.....	146
8.4	Misurazione e pesa dei provini.....	147
9	Protocolli di prova	165
9.1	Prove per la determinazione del modulo di rigidezza di provini cilindrici mediante prova di trazione indiretta (UNI EN 12697-26 - Annesso C).....	165
9.1.1	Descrizione della prova, dell'apparecchiatura e del software	165
9.1.2	Parametri di prova	176
9.2	Prove di fatica di tipo flessionale su quattro punti su provini prismatici (UNI EN 12697-24 - Annesso D).....	177

9.2.1	Descrizione della prova, dell'apparecchiatura e del software.....	177
9.2.2	Parametri di prova.....	193
9.3	Prove per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare su provini prismatici.....	195
9.3.1	Descrizione della prova, dell'apparecchiatura e del software.....	195
9.3.2	Parametri di prova.....	203
9.4	Determinazione dello stress termico in un sistema pavimentazione-impalcato mediante analisi ad elementi finiti.....	204
9.4.1	Descrizione dell'analisi ad elementi finiti e del software di calcolo.....	204
9.4.2	Parametri di prova.....	205
10	Elaborazione, analisi e valutazione dei risultati.....	213
10.1	Prove per la determinazione del modulo di rigidezza di provini cilindrici mediante prova di trazione indiretta (UNI EN 12697-26 - Annesso C).....	213
10.2	Prove di fatica di tipo flessionale su quattro punti su provini prismatici (UNI EN 12697-24 - Annesso D).....	223
10.3	Prove per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare su provini prismatici.....	239
10.4	Determinazione dello stress termico in un sistema pavimentazione-impalcato mediante analisi ad elementi finiti.....	247
11	Conclusioni.....	261
	Bibliografia e testi consultati.....	271

1 INTRODUZIONE

La costruzione di un significativo numero di opere infrastrutturali stradali va collocata, a livello storico, nell'immediato dopoguerra, in seno a quella che è stata la grande opera di progettazione e realizzazione della prima rete autostradale italiana. I ponti, a quell'epoca realizzati attraverso un diffuso e prevalente utilizzo del calcestruzzo armato e del calcestruzzo armato precompresso, non furono oggetto di alcun accertamento in ordine a potenziali problemi connessi alla durabilità del calcestruzzo e, in molti casi, furono lasciati in servizio senza ricevere adeguata manutenzione. Negli ultimi vent'anni si sono pertanto resi necessari interventi di ripristino e riparazione, dal momento che le opere manifestavano uno stato di degrado di sorprendente entità. Il degrado naturale dei materiali è dovuto a processi di ammorbidimento della struttura, principalmente connessi a cause di tipo fisico e chimico che, inevitabilmente, influenzano in negativo la durabilità delle opere. Queste ultime, di conseguenza, non riescono più a conservare le caratteristiche meccaniche volte a garantire adeguati livelli prestazionali e di sicurezza. Giova inoltre sottolineare che il fenomeno del degrado naturale dei materiali in un'opera infrastrutturale stradale è accentuato dal sempre più ingente impatto dei trasporti e dei volumi di traffico. L'esperienza maturata nell'ultimo ventennio ha infatti dimostrato che i ponti interessati da elevato passaggio di traffico veicolare nonché sottoposti all'effetto di intemperie ed allocati in un ambiente aggressivo, debbono essere opportunamente dimensionati e protetti attraverso efficaci sistemi di impermeabilizzazione.

Negli anni si sono avvicinate, nella dottrina e nella pratica, idee e tecniche per l'impermeabilizzazione degli impalcati da ponte stradale; teorie che differiscono tra loro principalmente per la tipologia e composizione del materiale adottato nella miscela, per l'eventuale modifica con additivi e per le modalità di applicazione. Secondo alcuni, il compito dell'impermeabilizzazione poteva essere assolto direttamente dalla pavimentazione in conglomerato bituminoso, andando a modificare la composizione chimica della miscela; secondo altri in-

vece si poteva giungere allo stesso risultato attraverso la stesura di prodotti bituminosi direttamente sull'estradosso dell'impalcato con un'operazione effettuata *in situ*.

La tendenza degli ultimi anni sembra invece quella di preferire l'utilizzo di prodotti industriali prefabbricati costituiti da membrane sintetiche applicate alla struttura da proteggere e successivamente rivestite dal manto d'usura della pavimentazione.

Senza dubbio tutti i metodi poc'anzi descritti hanno apportato migliorie ed esiti positivi ma non sono tuttavia avulsi da aspetti di criticità e problematicità. I materiali che, al giorno d'oggi, sembrano presentare un miglior comportamento complessivo, consentendo di colmare alcune lacune tipiche dei materiali tradizionali, sono quelli a base di leganti polimerici. Inoltre, le più attuali ricerche scientifiche e tecnologiche hanno consentito di determinare dei processi industriali in grado di conferire, di volta in volta, le più opportune proprietà chimiche e fisiche ad ogni applicazione.

Con questo studio, tuttavia, ci si propone di superare il concetto di semplice "materiale per l'impermeabilizzazione" e di conferire invece a quest'ultimo, mediante un'opportuna formulazione chimica, una più ampia accezione e funzione, ossia quella di "materiale capace di sostenere anche il transito del traffico veicolare". Questa nuova composizione, in grado di soddisfare efficacemente la duplice mansione, è chiamata *conglomerato polimerico* e consiste in un materiale composito nel quale elementi lapidei sono tenuti insieme da una matrice polimerica. Il termine conglomerato polimerico non indica uno specifico prodotto commerciale ma deve essere letto come un termine che identifica una famiglia di prodotti su base polimerica. Infatti, a seconda della tipologia di polimero di base e del metodo di polimerizzazione, degli altri elementi introdotti in miscela, della tipologia di aggregato e della distribuzione granulometrica nonché del rapporto tra le quantità di legante e aggregato, si possono ottenere un'infinità di combinazioni di miscele caratterizzate da proprietà estremamente diversificate. Il risultato di un mirato *mix-design* è l'ottenimento di un materiale che possa adattarsi in modo efficace ad quella specifica applicazione per la quale è stato pensato.

La scelta di corredare la funzione di impermeabilizzante alla transitabilità ha certamente conferito maggiore semplicità ed efficacia al sistema complessivo. L'impermeabilizzazione così realizzata, con caratteristiche di assoluta durabilità, viene a costituire la definitiva pavimentazione del ponte, eliminando così la problematica del degrado di sovrastrutture e sottostrutture per ristagno delle acque meteoriche. Attraverso questa tecnologia infatti, tutte le acque risultano, di fatto, acque superficiali ed esse, con opportune pendenze e con l'ausilio di caditoie, potranno defluire velocemente dalla sede stradale garantendo massima sicurezza alla circolazione dei mezzi e protezione durevole all'intera struttura.

Allo stato attuale, un'impermeabilizzazione carrabile in conglomerato polimerico può inserirsi in un quadro di scelte progettuali come potenziale alternativa ad una pavimentazione per ponti e viadotti stradali ideata con materiali convenzionali (conglomerato bituminoso) e realizzata *ex novo*. La stessa può altresì essere pensata come applicazione per il risanamento di pavimentazioni di ponti e viadotti stradali già esistenti ma affette da un degrado tale da non garantire più i parametri minimi di sicurezza e di comfort per il traffico veicolare in transito e, di conseguenza, bisognose di un intervento di ripristino.

Il principale scopo del presente elaborato di tesi è quello di fornire, attraverso prove sperimentali, una prima caratterizzazione fisico-meccanica ad una o più miscele inedite a base di legante polimerico, progettate e confezionate all'interno del laboratorio. Il quadro normativo per la progettazione e il confezionamento dei provini e per l'esecuzione delle prove sperimentali è assente in quanto i materiali a base polimerica risultano essere scarsamente impiegati in ambito stradale, registrando pertanto, a livello mondiale, solo sporadiche applicazioni. Il lavoro è stato quindi necessariamente focalizzato, in primo luogo, sull'ideazione di un protocollo di realizzazione e confezionamento dei campioni che potesse risultare il più affidabile possibile e che altresì garantisse la riuscita di provini omogenei dal punto di vista chimico, fisico e meccanico. Le attività di ricerca sono poi state indirizzate verso la definizione di alcune esperienze pensate *ad hoc* per determinare parametri rappresentativi del comportamento meccanico complessivo dei materiali oggetto di studio. In particolare, obiettivo preminente è stato quello di fornire un inquadramento generale della rigidità meccanica, studiare la risposta sotto carichi dinamici attraverso l'esecuzione di prove di fatica ed infine verificare che i materiali presentassero buona elasticità utile ad assorbire gli sforzi indotti dal passaggio del traffico veicolare. Da ultimo, si è proceduto alla definizione di un parametro rappresentativo della dilatazione termica.

A completamento delle esperienze appena esposte è stata condotta un'analisi simulativa avvalendosi di un software di calcolo agli elementi finiti. L'analisi vuole determinare qualitativamente lo stato tensionale che nasce all'interfaccia tra due materiali in adesione (pavimentazione e impalcato da ponte), aventi un diverso coefficiente di dilatazione termica, e al variare della temperatura esterna. Tutto questo al fine di localizzare zone di criticità laddove l'eventuale nascita di uno stato fessurativo - causato da stress termico giornaliero o stagionale - potrebbe minare l'omogeneità e l'integrità del sistema, costituendo immediatamente una corsia preferenziale per la penetrazione di sostanze aggressive.

2 PONTI E PAVIMENTAZIONI STRADALI

2.1 Ponti e impalcati

Il ponte è un'opera d'arte realizzata al fine di superare un ostacolo, naturale o artificiale, che si antepone alla continuità di un tracciato stradale o ferroviario. La classificazione delle opere stradali in elevazione può essere effettuata in modo differente a seconda dell'aspetto che si vuole mettere in risalto. Esistono, pertanto, classificazioni basate sulla tipologia di ostacolo superato, sulla via servita, sul materiale impiegato per la costruzione, sullo schema strutturale adottato, sulla luce che caratterizza le campate. Tuttavia, sebbene vi siano diverse classificazioni con differenti nomenclature per le opere di collegamento stradale in elevazione, per semplicità, il D.M. 14/01/2008 indica che col termine *ponte* si può riassumere in modo sintetico tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono tecnicamente indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, ecc.

2.1.1 Classificazione dei ponti

Si propongono di seguito, per completezza d'esposizione, tutte le classificazioni tecniche adottate per la catalogazione delle opere di collegamento stradale in elevazione.

Opere classificate in base alla tipologia di ostacolo superato:

- *ponti*: opere stradali necessarie al superamento di ostacoli di natura idraulica quali fiumi, canali, torrenti, bracci di mare;
- *viadotti*: opere stradali rese necessarie dalla morfologia del terreno che impedisce alla strada di poggiarsi sulla sede naturale per lunghi tratti;
- *sovrappassaggi* (o cavalcavia) e *sottopassaggi* (o sottovia): opere stradali necessarie al superamento di altre strade o ferrovie;

- *strade sopraelevate*: opere stradali necessarie a scavalcare aree urbane che presentano costruzioni preesistenti, o di particolare importanza ai fini del traffico, dell'interesse urbanistico o archeologico.

Opere classificate in base alla via servita o destinazione d'uso in cui si pone attenzione sul tipo di carichi che transiteranno sull'opera:

- *ponti stradali di 1^a categoria*: opere stradali per il transito di carichi accidentali più severi previsti dalla normativa (es. carichi militari);
- *ponti stradali di 2^a categoria*: opere stradali a servizio di strade secondarie su cui non è previsto il transito di determinati veicoli pesanti;
- *ponti ferroviari*: opere a servizio di reti ferroviarie, suddivisi anch'essi in diverse categorie a seconda dell'importanza della linea servita;
- *ponti stradali-ferroviari*: opere adibite a traffico promiscuo (sia veicolare che ferroviario);
- *passerelle pedonali*: adibite al transito di soli pedoni;
- *ponti canale*: opere che sorreggono tubazioni oppure costituiscono essi stessi la via d'acqua.

Opere classificate in base al materiale impiegato per la costruzione:

- *ponti in legno*: opere frequentemente utilizzate in passato o per impieghi provvisori;
- *ponti in muratura o in pietra*: opere in materiale non resistente a trazione e quindi adatto solo per schemi strutturali ad arco;
- *ponti in calcestruzzo armato*: opere largamente diffuse in tutto il territorio italiano. Molto utilizzate anche nella variante precompressa;
- ponti in acciaio;
- ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo;
- *ponti in alluminio*: manufatti speciali, leggeri e facilmente trasportabili. Sono realizzati in leghe d'alluminio e utilizzati a scopo militare.

Opere classificate in base dello schema strutturale adottato: è la classificazione più complessa in quanto alcuni schemi possono rientrare in categorie diverse o possono combinarsi tra loro per dare origine a tipologie miste:

- *ponti a travata*: opere la cui struttura principale è costituita da travi, ovvero elementi adatti a lavorare principalmente a flessione e a taglio. Le travi possono essere a parete piena o reticolari e per entrambe le tipologie, a seconda dello schema longitudinale, si può operare un'ulteriore classificazione: travate semplicemente appoggiate (isostatiche), travate tipo Gerber (isostatiche), travate continue (iperstatiche), travate appoggiate con solette di continuità;
- *ponti ad arco*: opere la cui struttura principale è costituita da un arco, elemento ad asse curvilineo adatto a lavorare principalmente con sforzi assiali. Si possono avere archi a due cerniere, a tre cerniere, a spinta eliminata e incastrati. I ponti ad arco per millenni sono stati gli unici costruiti dall'uomo. Sono divenuti obsoleti quelli in calcestruzzo armato per le difficoltà di realizzazione, mentre tale schema strutturale rimane molto utilizzato per quelli in acciaio. Al completamento dell'opera viene realizzato un impalcato composto da travi su cui viene il transito dei veicoli;
- *ponti a telaio*: opere il cui funzionamento si pone in posizione intermedia tra lo schema strutturale delle travi e quello degli archi. Recentemente questa tipologia strutturale è stata molto impiegata in quanto si presta bene al caso di prefabbricazione per conci successivi;
- *ponti strallati*: opere costituite da una trave sostenuta da un numero limitato di funi pressoché rettilinee. Le funi, rinviate da un pilone o antenna, possono essere ancorate al suolo o all'impalcato stesso;
- *ponti sospesi*: opere in cui la struttura principale è costituita da funi disposte secondo una configurazione curvilinea (in genere parabolica). Contrariamente ai ponti strallati, quelli sospesi potrebbero esistere senza travata. Tuttavia, la travata viene inserita per limitare la deformabilità delle funi alle quali viene collegata con un sistema molto fitto di sospensioni. I carichi sono quindi portati parte dalle funi e parte dalla trave irrigidente;
- *ponti collaboranti arco-trave*: opere frutto di accoppiamento di due strutture diverse che, collegate opportunamente tra loro, collaborano nel portare i carichi esterni.

Opere classificate in base alla luce che caratterizza le campate:

- *tombino*: opere in cui le luci raggiungono al massimo i 2,5 m;
- *ponticello*: opere in cui le luci raggiungono al massimo i 10 m;
- *ponte*: opere in cui le luci superano i 10 m.

2.1.2 Tipologie di impalcato

I ponti sono composti da una serie di elementi strutturali (impalcato, pile, spalle, fondazioni, ecc.) il cui compito, nella visione d'insieme dell'opera, è quello di trasmettere al suolo d'appoggio le azioni verticali ed orizzontali indotte dal passaggio di traffico veicolare. Uno degli elementi di un ponte che suscita maggiore interesse per la realizzazione di questo elaborato è l'*impalcato*. L'impalcato è la struttura orizzontale che sorregge il piano viabile. Possono esserci differenti tipologie di impalcato a seconda dei materiali (acciaio, calcestruzzo armato, calcestruzzo armato precompresso, misto acciaio-calcestruzzo, muratura, legno) e degli schemi costruttivi adottati (a graticcio o travata, a cassone, struttura reticolare, a piastra ortotropa, ecc.). A volte, con il solo termine impalcato si intende anche l'insieme di tutte le strutture di sostegno orizzontale del piano stradale di un ponte: travi principali (o longheroni) in acciaio o calcestruzzo armato parallele all'asse stradale (costituenti il vero impalcato) appoggiate ai sostegni verticali (pile), collegate tra loro da travi secondarie trasversali (traversi) e superiormente da una soletta in calcestruzzo armato o da una lamiera grecata in acciaio che rappresentano il piano di appoggio della sovrastruttura stradale. La tendenza attuale è quella di realizzare impalcato di materiale composto acciaio-calcestruzzo sia per la disponibilità di nuovi materiali performanti (acciai e calcestruzzi ad alta resistenza), per i progressi raggiunti nelle tecniche di costruzione e montaggio (saldatura in opera, precompressione esterna, ecc.) e per gli affinamenti raggiunti nelle analisi strutturali attraverso software di calcolo numerico. L'evoluzione tecnologica ha contribuito ad una forte accelerazione nella competitività delle soluzioni composte rispetto alle altre riportandola ad essere preferibile dai progettisti di ponti.

Impalcato a graticcio o travata

L'impalcato a graticcio o a travata è formato da un numero variabile di elementi longitudinali rettilinee (travi), collegato tra loro dalla soletta e da elementi trasversali irrigidenti detti traversi. Le travi longitudinali possono essere sia isostatiche (travi in semplice appoggio, travi di tipo Gerber) o iperstatiche (travi continue) e le sollecitazioni in esse presenti sono generalmente flessionali o taglianti. Questa tipologia di impalcato ha avuto rapidissima diffusione negli ultimi trent'anni grazie alla precompressione che, in alcuni casi, può essere effettuata in maniera totale; per questo motivo i ponti a travata hanno sostituito i ponti ad arco che richiedono costose opere provvisorie per la loro realizzazione. Il campo di impiego dei ponti a graticcio è quello delle luci piccole-medie (40-50 m), preferendo, per luci di entità superiore, altre tipologie di impalca-

to. Lo schema statico maggiormente adottato negli impalcati a travata è quello della trave semplicemente appoggiata poiché necessita semplici operazioni di montaggio soprattutto nel caso di prefabbricazione. Dal punto di vista del comportamento strutturale, gli impalcati a graticcio si differenziano da quelli a cassone per la ridotta rigidità torsionale delle travi che li compongono.

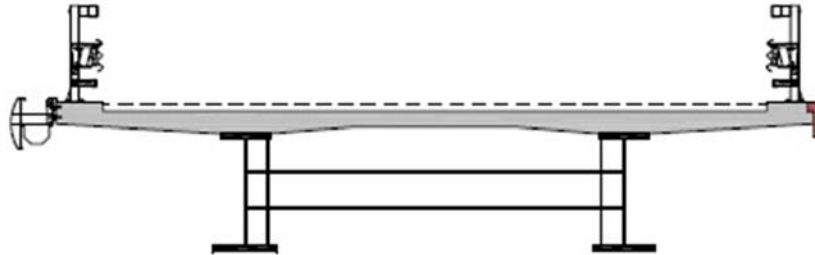


Figura 2.1 esempio di impalcato a travata

Impalcato a cassone

L'impalcato a cassone è costituito da piastre piane collegate tra loro in modo da formare una o più sezioni scatolari chiuse; le pareti inferiori e laterali sono realizzate in acciaio o calcestruzzo mentre la chiusura superiore è garantita dalla soletta in calcestruzzo che funge da piattaforma stradale. Solitamente lo spessore delle piastre è piccolo rispetto alle dimensioni della sezione trasversale. Gli impalcati a cassone sono caratterizzati da un'elevata rigidità torsionale che li rende adatti all'utilizzo per tracciati curvi. Questa tipologia di impalcato risulta offrire una semplice manutenzione (soprattutto nei ponti in acciaio) in quanto l'interno del cassone è facilmente raggiungibile senza necessità di utilizzo di ponteggi o mezzi provvisori; inoltre risulta essere idoneo ad ospitare eventuali sottoservizi (tubazioni, cavi, ecc.). Negli impalcati a cassone si può avere un ridotto rapporto altezza/luce che consente una migliore distribuzione dei carichi accidentali. A questi vantaggi si contrappone, generalmente, una superiore difficoltà di esecuzione nel caso di materiale in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso. Infatti, qualora l'impalcato sia realizzato tramite un getto in opera si ha l'onere di recuperare la cassaforma interna mentre, nel caso della prefabbricazione, gli elementi da manovrare risultano essere molto pesanti. Tuttavia la tecnica di costruzione per conci successivi prima, e più recentemente, la possibilità di prefabbricare e varare intere campate del peso di diverse centinaia di tonnellate, hanno contribuito a diffondere questa tipologia di impalcato nei ponti di una certa importanza. Nei ponti a cassone è opportuno disporre, quando possibile, dei setti intermedi di irrigidimento che han-

no lo scopo di mantenere inalterata la forma della sezione trasversale nella deformata provocata dai carichi accidentali.

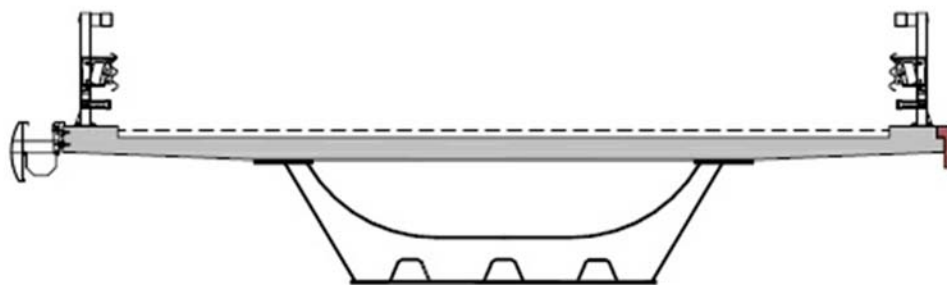


Figura 2.2 esempio di impalcato a cassone

2.2 Pavimentazioni stradali

Una pavimentazione stradale è costituita da una stratigrafia di materiali differenti a spessore variabile, il cui pacchetto d'insieme forma una struttura che ha il compito di trasferire e distribuire le azioni provenienti dal traffico veicolare che vi transitano sopra al terreno d'appoggio o ad altre opere d'arte (es. ponte stradale); nonché garantire agli utenti condizioni di confortevolezza e sicurezza nella circolazione. La serie di strati costituenti ha, generalmente, un'ossatura litica con dimensione degli elementi decrescente dal basso verso l'alto a fronte di una qualità crescente delle caratteristiche meccaniche degli inerti e del legante. Il motivo di adottare una successione di strati risiede su considerazioni prettamente economiche: ogni strato è costituito dal materiale più idoneo a rispondere alle sollecitazioni, la cui entità è decrescente dall'alto verso il basso. Per la progettazione delle pavimentazioni stradali si può fare riferimento principalmente a tre grandi categorie, classificate a seconda delle risposte meccaniche che offrono in seguito al passaggio di veicoli: rigide, semirigide, flessibili. Il compito del progettista è effettuare la scelta della tipologia di pavimentazione da realizzare ricercando, di volta in volta, la soluzione che meglio si presta ad affrontare il caso che egli sta trattando; in seguito provvederà ad eseguire ulteriori affinamenti nella progettazione tenendo in considerazione i materiali che può avere a disposizione, la composizione del traffico, la portanza del piano di appoggio, e così via, avvalendosi di metodologie di calcolo sia empiriche che razionali. La scelta della soluzione definitiva non potrà comunque prescindere da una attenta valutazione delle esigenze manutentive, nel periodo di durata strutturale previsto, dell'opera da realizzare; nonché dalla comparazione con eventuali alternative considerate.

2.2.1 Pavimentazioni rigide

Le prime pavimentazioni rigide in calcestruzzo vennero realizzate agli inizi del XX secolo. Durante quegli anni le sovrastrutture stradali in calcestruzzo si diffusero in modo significativo fino alla seconda guerra mondiale. Successivamente, questa tecnica realizzativa ha conosciuto un declino costante. Attualmente in Italia si possono contare solo qualche centinaio di chilometri di pavimentazioni costruite secondo questa tipologia. A differenza di quanto accaduto in Italia, in alcuni paesi del nord Europa come Austria, Germania o Belgio le pavimentazioni rigide in calcestruzzo sono molto impiegate sia per strade di grande circolazione sia per strade di importanza minore.

Le pavimentazioni rigide, caratterizzate da un comportamento meccanico di tipo elastico (sebbene poco deformabile), sono costituite da una lastra singola o a doppio strato in calcestruzzo posata su uno o più strati di fondazione in misto cementato e/o misto granulare o direttamente poggiate sul terreno di sottofondo se questo è in grado di garantire un'adeguata capacità portante. Le pavimentazioni rigide, presentando notevoli caratteristiche meccaniche di resistenza al taglio abbinata da una discreta resistenza a flessione, vengono adottate su strade sottoposte ad elevata intensità di traffico. In linea generale si possono distinguere quattro differenti sottocategorie di pavimentazioni rigide: lastre non armate, lastre armate, pavimentazioni ad armatura continua e lastre precomprese. Una classica stratigrafia per una pavimentazione rigida presenta:

- uno strato superiore di calcestruzzo;
- uno strato intermedio in misto stabilizzato;
- uno strato inferiore di sottofondo.

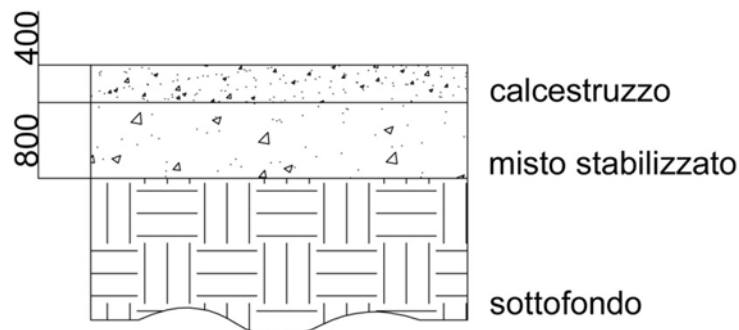


Figura 2.3 Esempio di stratigrafia di una pavimentazione rigida

2.2.2 Pavimentazioni semi-rigide

Le pavimentazioni semirigide sono costituite da una successione di strati molto simile a quelle flessibili ma, a differenza di quest'ultime, è presente anche uno strato di base legato con cemento o con misto cementato interposto tra la fondazione e lo strato di base. Questa scelta costruttiva consente di diminuire la deformabilità per flessione della pavimentazione, conferendo un beneficio in termini di resistenza a fatica, di deformazioni permanenti localizzate (ormaie) e quindi consente di incrementare la vita utile della pavimentazione. Una classica stratigrafia per una pavimentazione semirigida presenta:

- uno strato superiore di conglomerato bituminoso;
- uno strato intermedio di misto cementato;
- uno strato inferiore di sottofondo.

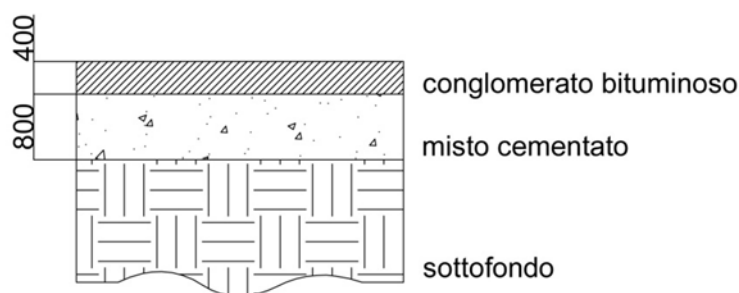


Figura 2.4 Esempio di stratigrafia di una pavimentazione semirigida

2.2.3 Pavimentazioni flessibili

Le pavimentazioni flessibili, in ragione dei materiali che le costituiscono, sono caratterizzate da un comportamento meccanico di tipo visco-elasto-plastico. La risposta meccanica della pavimentazione alle sollecitazioni indotte dal passaggio del traffico veicolare è quella di deformarsi distribuendo gli sforzi al piano di posa sottostante.

Una classica stratigrafia per una pavimentazione flessibile presenta:

- uno strato di sommità chiamato manto di *usura*, in conglomerato bituminoso di spessori approssimativamente di 3 o 4 cm su cui gravano direttamente le sollecitazioni dovute ai carichi dei veicoli in transito. Lo strato deve essere in grado di resistere ad azioni normali e tangenziali trasmesse dagli pneumatici, accentuate in modo particolare durante le fasi di

accelerazione, decelerazione, sterzata. La superficie di estradosso costituisce il piano viabile della sovrastruttura pertanto, allo strato d'usura, è richiesto di poter offrire caratteristiche di aderenza e regolarità essenziali per il moto in condizioni di sicurezza e confortevolezza. Queste peculiarità sono ottenute da inerti che abbiano ottime resistenze all'urto, all'abrasione e di rugosità e da leganti che possono conferire sufficiente tenacità alla struttura. Infine, al manto d'usura viene richiesta la funzione di impedire la dannosa percolazione dell'acqua proveniente dalle piogge meteoriche;

- uno strato di *collegamento* (o *binder*) sottostante il manto d'usura, in conglomerato bituminoso di spessore di circa 8-10 cm, la cui funzione è di collegamento tra lo strato di usura e quello di base;
- uno strato di *base* sottostante al manto d'usura, in conglomerato bituminoso di spessore di circa 15-20 cm, la cui funzione è quella di conferire alla struttura una buona resistenza ai fenomeni di fatica e di ormaiamento. Solitamente si compone di aggregati con dimensioni inferiori a quelli costituenti lo strato di fondazione;
- uno strato di *fondazione* di spessore di circa 30-35 cm, composto da una miscela di inerti non legati di granulometria assortita e posato direttamente sul terreno naturale o sul piano di rilevato. La sua funzione è quella di ripartizione e diffusione dei carichi provenienti dagli strati sovrastanti sul terreno di posa; costituisce anche elemento separatore tra il sottofondo e i materiali più pregiato dal resto del pacchetto stradale, ostacolando la risalita capillare dell'acqua.

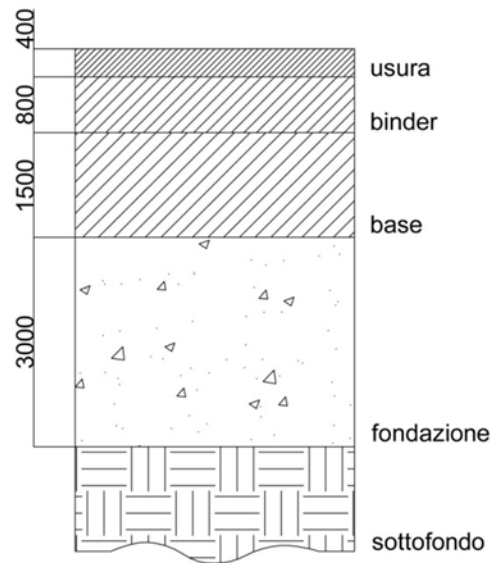


Figura 2.5 Esempio di stratigrafia di una pavimentazione flessibile

Quando si parla di pavimentazioni flessibili, generalmente, si fa riferimento al conglomerato bituminoso. Le pavimentazioni in materiale polimerico, infatti, sebbene abbiano un comportamento meccanico tale da giustificare l'appartenenza a questa categoria, non hanno assolutamente la stessa diffusione di quelle in conglomerato bituminoso e sono da considerarsi adatte solo per particolari applicazioni: rivestimenti carrabili di ponti, viadotti o sovrappassaggi stradali. In queste applicazioni non si riscontrano le medesime stratigrafie viste per un pacchetto stradale di una pavimentazione di tipo flessibile in conglomerato bituminoso poiché gran parte delle funzioni, attribuite tradizionalmente ai diversi strati, sono assicurate direttamente dall'impalcato del ponte sul quale poggiano. Lo strato costituente la pavimentazione è un unico strato di usura in materiale polimerico di spessore approssimativamente pari a 100 mm al quale viene affidato l'incarico di offrire una superficie con adeguate caratteristiche di aderenza e regolarità essenziali per il moto in condizioni di sicurezza e confortevolezza, assolvendo, al contempo, il ruolo di sistema impermeabilizzante per l'impalcato.

2.2.4 Stati tensionali all'interno di una pavimentazione flessibile per impalcato da ponte stradale

La conoscenza degli stati tensionali che si manifestano all'interno della pavimentazione a seguito dei carichi prodotti dal passaggio dei veicoli, definendo le relazioni tra tensioni e deformazioni per mezzo del modulo di rigidezza dinamico, porta alla caratterizzazione meccanica del materiale che la costituisce. La sovrastruttura stradale viene schematizzata come un unico strato

orizzontale poggiante sull'impalcato sottoposto sia ad azioni verticali sia orizzontali. I carichi verticali sono dovuti al peso dei veicoli in transito o in sosta, mentre quelli orizzontali sono sforzi tangenziali che si manifestano durante le fasi di accelerazione, frenatura e sterzata. La sovrastruttura stradale ha il compito di distribuire gli sforzi sul piano di posa sottostante: essa quindi deve avere uno spessore tale per cui le azioni trasmesse all'impalcato del ponte su cui è poggiante siano sufficientemente ridotte. Il peso scaricato dallo pneumatico sulla pavimentazione può essere schematizzato attraverso una forza concentrata al perno ruota, agente in direzione verticale e con orientamento verso il piano di posa, che provoca l'instaurarsi di una zona di compressione, immediatamente al di sotto, e di due zone di trazione nelle parti adiacenti al punto di contatto. Inoltre, per la connessione all'interfaccia tra gli strati, le tensioni tangenziali che si creano all'estradosso dello strato superficiale, sono contrarie a quelle che si verificano all'intradosso.

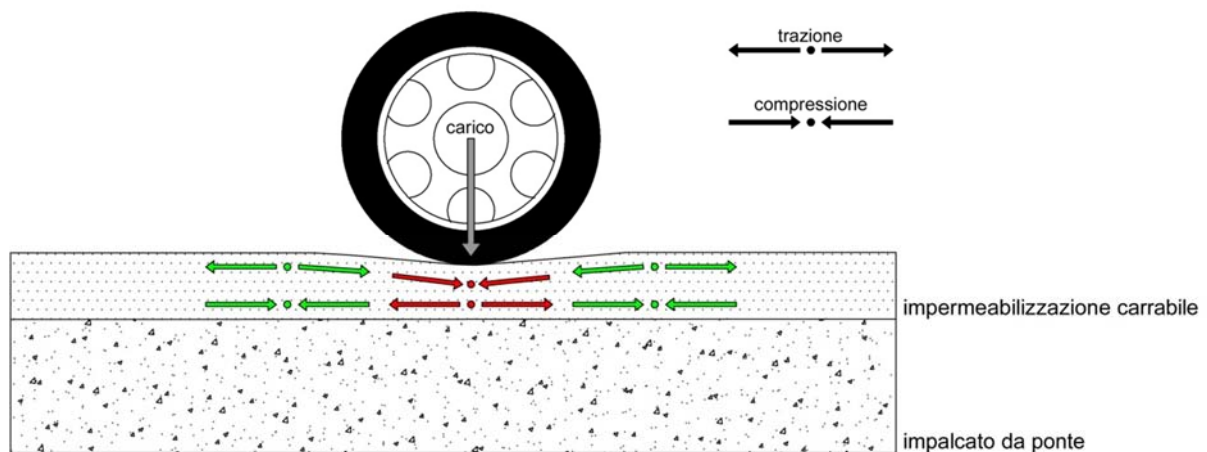


Figura 2.6 Schematizzazione delle sollecitazioni agenti sulla pavimentazione al passaggio di uno pneumatico: compressione e trazione in un intorno della superficie di contatto

In *Figura 2.6* è rappresentato ciò che avviene, in linea teorica e attraverso una semplificazione bidimensionale, nella pavimentazione al momento del contatto con lo pneumatico ipotizzando una totale assenza di scorrimento relativo ed una perfetta aderenza tra gli strati. Le sollecitazioni sono equiparate ad un carico concentrato mentre lo schema statico, per un fissato istante di rotolamento della ruota del veicolo, è quello di una trave doppiamente incastrata. Effettuando un'analisi strutturale, è possibile identificare tre principali settori in cui hanno luogo diversi stati di tensione. Per il settore soggetto direttamente al carico (riquadro in rosso), lo strato superiore presenta una compressione, mentre quello inferiore una trazione; nei due settori laterali ad esso adiacenti (riquadri in verde), lo stato tensionale si inverte: lo strato superiore è teso, quello infe-

riore è compresso. La distribuzione tensionale appena illustrata rappresenta solamente lo stato tensionale istantaneo indotto dal passaggio di uno singolo pneumatico supposto transitante ad una velocità costante. Le reali condizioni sono notevolmente più complesse della schematizzazione ivi proposta in quanto concorrono a modificare lo stato tensionale diversi altri fattori: tensioni tangenziali trasmesse dalle accelerazioni e dalle decelerazioni dei veicoli, ogni punto della superficie stradale è soggetto a cicli di carico e scarico variabili con le velocità e la zona di transito, subentra l'azione della temperatura (variabile nel tempo), il manto superficiale non sempre è omogeneo e il piano di posa è costituito da materiali differenti: in acciaio (maggiormente deformabile) o in calcestruzzo (maggiormente rigido).

3 DURABILITÀ DELLE OPERE INFRASTRUTTURALI STRADALI

3.1 Introduzione

L'ambiente naturale esplica di per sé, a prescindere dall'attività umana, un'azione tendente a trasformare nel corso del tempo la struttura, la morfologia e la composizione chimica dei materiali ad esso esposto con conseguente peggioramento delle caratteristiche individuali e dell'opera nel suo complesso. Progettare significa non solo stabilire quali siano le caratteristiche meccaniche e funzionali che una struttura, o i materiali che la compongono, deve possedere al termine dei lavori di realizzazione ma considerare quale sarà la sua evoluzione nel corso degli anni. La *durabilità* di una struttura o di un materiale è definita dal D.M. 14/01/2008 come “conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante la vita dell'opera”. Si parla di *vita utile* di un manufatto riferendosi al periodo temporale durante il quale la struttura è in grado di mantenere livelli prestazionali superiori o uguali ai limiti di accettazione definiti in sede di progetto se utilizzata per gli scopi previsti e se sottoposta ad una manutenzione di carattere ordinario. La durabilità di un'opera può essere intaccata dall'insorgere di fenomeni di degrado dei materiali che la compongono. Il degrado è un processo di modifica dannosa dei materiali costruttivi che comporta un peggioramento delle proprie caratteristiche individuali; è uno stato patologico di tipo irreversibile ed è dovuto principalmente a fenomeni fisici e chimici. Per *degrado fisico* si intende un deterioramento del materiale causato da fattori esterni responsabili di esercitare sulle loro strutture un'azione di indebolimento per stress meccanico; per *degrado chimico* si intende un deterioramento del materiale causato da fattori esterni responsabili di alterarne negativamente la composizione. Per questi motivi, particolare attenzione riveste la scelta dei materiali da adottare nelle costruzioni, non solo per le resistenze meccaniche che possono offrire ma anche per la capacità di resistere all'attacco degli agenti aggressivi ambientali. Il degrado di un'opera può essere accentuato da una mancanza di corretta progettazione dell'intera struttura, di uno o più suoi

elementi e della loro unione, dall'esecuzione dei lavori di costruzione che non ricalcano lo stato dell'arte e da una manutenzione scadente o inefficace. È necessario sottolineare come, sebbene le cause che portano al degrado dei materiali non siano molto numerose, la diagnosi del fenomeno può presentarsi molto complessa e di difficile soluzione poiché il deterioramento può essere imputabile ad un concorso di cause manifestatesi in tempi differenti. Infatti, alcune cause contribuiscono solo a promuovere il fenomeno (es. carichi esterni o dilatazioni termiche contrastate che inducono uno stato fessurativo del materiale); altre concorrono all'aggravamento in una fase successiva (es. penetrazione di sali aggressivi attraverso le fessure).

3.2 Degrado delle pavimentazioni stradali

I fenomeni che portano al degrado di una pavimentazione stradale per cause fisiche sono spesso dovuti a carenze meccanico-strutturale del pacchetto stradale e/o del piano di posa (ad esempio spessori impiegati per gli strati insufficienti per sopportare i carichi esterni o aggregati scelti per la miscela del piano viabile non presentano sufficiente resistenza all'abrasione) mentre quelli per cause chimiche sono dovuti a fattori legati principalmente all'ambiente nel quale la pavimentazione si trova ad operare (ad esempio le alte temperature che portano al rammollimento del bitume o l'ossigeno che porta ad ossidazione della matrice bituminosa con conseguente invecchiamento). Le caratteristiche reologiche dei materiali costituenti gli strati e l'azione continuata del passaggio dei veicoli fanno in modo che le deformazioni indotte dai carichi si accumulino e che la capacità della sovrastruttura di resistere nel tempo alle sollecitazioni cui è sottoposta si riduca fino al raggiungimento dei limiti di resistenza dei materiali stessi. Inoltre, la concomitanza di due o più fenomeni di degrado su una porzione di pavimentazione li amplifica vicendevolmente, suscitando il dubbio su quale sia il più dannoso e su quanto influisca l'interazione sull'amplificazione degli effetti. Il degrado delle pavimentazioni stradali si manifesta attraverso l'insorgere di fessure, avvallamenti, ormaie, buche, sgranamenti superficiali che determinano una perdita delle caratteristiche meccaniche e di funzionalità dell'opera.

Nel seguito si riportano i principali fenomeni di degrado per una pavimentazione stradale dovuto a cause fisiche.

3.2.1 Ormaiamento

L'ormaiamento è un accumulo progressivo di deformazioni permanenti. Per *ormai* si intendono delle depressioni longitudinali sul piano viabile accompagnate da refluento laterale. Le

principali cause del fenomeno di ormaiamento sono imputabili a elevata temperatura di esercizio e al passaggio di mezzi pesanti. Il fenomeno dell'ormaiamento può essere suddiviso in due fasi: una prima fase che si innesca immediatamente dopo l'apertura al traffico della strada dovuta ad un addensamento del materiale per punzonamento (processo volumetrico con saturazione dei vuoti) e una seconda fase in cui si ha scorrimento del materiale all'interno degli strati (processo deviatorico con riorganizzazione dello scheletro litico). L'ormaiamento è un fenomeno da contrastare in quanto le depressioni del piano viabile conferiscono alla sovrastruttura una progressiva diminuzione della sicurezza dettata da una crescente irregolarità superficiale e un progressivo accrescimento di aree di ristagno per le acque piovane. Nel complesso il livello di servizio della strada decresce non potendo più garantire un adeguato comfort di marcia.

3.2.2 Fatica

La fatica si manifesta con formazione e successivo accrescimento di fratture locali con conseguente decadimento delle proprietà meccaniche della sovrastruttura stradale e impossibilità di adempiere ai compiti per la quale è stata progettata. Il danneggiamento per fatica in una pavimentazione stradale si manifesta nel lungo periodo in seguito all'applicazione ripetuta di carichi derivanti principalmente dal passaggio di traffico veicolare.

Per un più esaustivo quadro d'analisi del danneggiamento per fatica di una pavimentazione stradale si rimanda al *Capitolo 5*.

3.2.3 Temperatura e cicli termici

La temperatura di esercizio gioca un ruolo fondamentale poiché al suo variare cambiano le risposte meccaniche del conglomerato bituminoso o del materiale polimerico. Alle basse temperature il conglomerato bituminoso e polimerico risultano maggiormente rigidi e con un comportamento di tipo fragile. Alle alte temperature risultano meno rigidi e con un comportamento maggiormente duttile. L'escursione termica giornaliera e stagionale sollecita in modo significativo il materiale portandolo a possibili fratturazioni e contribuendo significativamente al degrado complessivo della sovrastruttura.

Per un più esaustivo quadro d'analisi del danneggiamento per effetti termici di una pavimentazione stradale si rimanda al *Capitolo 6*.

3.3 Degrado degli impalcati da ponte stradale

I fenomeni che portano al degrado di un impalcato da ponte stradale in acciaio o in calcestruzzo armato per cause fisiche sono spesso dovuti a carenze meccanico-strutturale dell'opera (ad esempio spessori impiegati per gli strati insufficienti per sopportare i carichi esterni o barre d'acciaio sottodimensionate) mentre quelli per cause chimiche sono dovuti a fattori legati principalmente all'ambiente nel quale l'impalcato si trova ad operare (ad esempio sali disgelanti utilizzati nella stagione invernale e sparsi sulla pavimentazione stradale o acque piovane che corrodono l'acciaio).

Nel seguito si riportano i principali fenomeni di degrado per un impalcato da ponte in acciaio o in calcestruzzo armato dovuto a cause fisiche e chimiche.

3.3.1 Processi di trasporto nel calcestruzzo

Nel caso di strutture realizzate con un materiale poroso come, ad esempio, il calcestruzzo l'attacco al materiale da parte di agenti aggressivi può avvenire non solo in superficie ma anche in profondità. Tramite i processi di diffusione, di permeazione, di assorbimento capillare, di trasporto, gli agenti inquinanti penetrano all'interno del materiale. I materiali porosi sono caratterizzati da un sistema di pori di varie dimensioni e tra loro connessi e comunicanti con la superficie. I pori sono riempiti di aria quando il materiale è asciutto e da una soluzione acquosa quando il materiale è bagnato. Per tali motivi il calcestruzzo può essere attaccato chimicamente da parte di agenti presenti nell'ambiente in cui è immerso che provocano fessurazione, distacco, rigonfiamento o spappolamento dello stesso. Gli agenti aggressivi possono reagire chimicamente sia con gli aggregati sia con la pasta cementizia.

Attacco dei cloruri

L'attacco dei cloruri (sia di sodio che di calcio) contribuiscono alla corrosione delle barre d'armatura d'acciaio e al danneggiamento del calcestruzzo. In particolare l'attacco del cloruro di calcio consiste in una reazione alcali-aggregati ed è molto dannosa in quanto si ha un aumento di volume del calcestruzzo con la formazione di fessure "a ragnatela" che conducono alla disintegrazione dell'elemento nell'arco di qualche anno senza alcuna possibilità di intervento. Generalmente si verifica quando si utilizzano inerti reattivi (es. silice) che reagiscono con gli alcali, sempre presenti nella pasta cementizia. L'attacco del cloruro di calcio coinvolge invece la pasta cementizia, disintegrandola e portando a fessurazione il calcestruzzo.

Attacco solfatico

L'attacco solfatico avviene con la formazione di ettringite e thaumasite, che comportando un aumento di volume, provocano rispettivamente la fessurazione e il distacco o spappolamento del calcestruzzo.

Anidride carbonica

L'attacco dell'anidride carbonica (CO_2) al calcestruzzo può avvenire secondo due tipologie: il *dilavamento* e la *carbonatazione*. Il dilavamento si presenta come una rimozione parziale della pasta cementizia superficiale in seguito al passaggio di acqua. Il fenomeno è rilevante quando il calcestruzzo si trova a contatto con acque caratterizzate da bassa durezza o in caso di clima umido a contatto con l'atmosfera. Le acque provenienti da precipitazioni meteoriche o acque ottenute da condensazione di nebbia o vapore acqueo sono generalmente pure e non contengono, se non in misura ridotta, sali di calcio. A contatto con il calcestruzzo esse tendono a disciogliere la calce e i composti a base di calcio. Il fenomeno del dilavamento è fortemente influenzato dalla rapidità con cui si muove l'acqua sulla superficie, dalla tipologia di miscela del calcestruzzo e dalla propria porosità. La carbonatazione è un fenomeno di attacco al calcestruzzo dovuto alla diffusione dell'anidride carbonica attraverso i pori e le fessure ed è fortemente accentuato in zone ad alto inquinamento atmosferico. Le conseguenze a livello chimico della penetrazione dell'anidride carbonica sono la formazione di carbonato di calcio (CaCO_3), il quale neutralizza la calce presente nel calcestruzzo abbassandone il pH da valori di 12,5-13,5 a valori inferiori a 9. L'abbassamento del pH della pasta cementizia elimina le condizioni di passività delle barre d'armatura dell'acciaio con conseguente possibilità di innesco dei fenomeni di corrosione secondo le modalità descritte in modo più esauritivo nel paragrafo successivo.

3.3.2 Corrosione dell'acciaio

Nelle strutture in acciaio il processo di corrosione indica una lenta ma progressiva consumazione del materiale che ha come conseguenza la riduzione della sezione resistente e quindi un peggioramento delle caratteristiche meccaniche. Affinché venga innescato un processo corrosivo devono essere presenti contemporaneamente questi tre elementi: *ferro + ossigeno + acqua*. È evidente che la condizione peggiore per l'innescò e la propagazione della corrosione è quando la struttura è soggetta ad una situazione caratterizzata da asciutto-bagnato (o ad alti tenori di umidità) poiché favorisce, seppur in tempi diversi, sia l'ingresso dell'acqua che dell'ossigeno. La protezione dell'acciaio, al fine di evitarne la corrosione, può essere effettuata rivestendo l'acciaio

stesso con uno strato di materiale non corrodibile. È il caso della verniciatura o zincatura. Tuttavia l'azione protettiva svanisce quando il film viene asportato (distacco termico, urti, ...). In alternativa si realizzano degli acciai in cui viene aggiunto in lega un elemento passivante come il Cromo in tenori superiori al 10,5%. Questi sono chiamati acciai Ni-Cr o, utilizzando una denominazione più comune, acciai INOX. La caratteristica di buona resistenza alla corrosione degli acciai è dovuta alla proprietà di queste leghe di passivarsi in un ambiente sufficientemente ossidante (per esempio aria) attraverso la modifica del loro strato superficiale. In queste condizioni l'acciaio risulta essere passivo. Un materiale metallico è passivo quando, pur essendo in grado termodinamicamente di corrodersi, la velocità di corrosione è talmente bassa da rendere trascurabili gli effetti della corrosione stessa.

Nelle strutture in calcestruzzo armato il calcestruzzo risulta essere l'ambiente ideale per proteggere le barre d'armatura in acciaio dai fenomeni di corrosione non solo dal punto di vista fisico ma anche e soprattutto dal punto di vista chimico. Infatti, in seguito all'idratazione del cemento, la soluzione acquosa nei pori del calcestruzzo ha un carattere alcalino e il pH della soluzione dei pori non scende mai sotto il valore 13. A contatto con questa soluzione, l'acciaio genera una pellicola protettiva costituita da un film sottilissimo di ossido rendendosi passivo nei confronti della corrosione. Tuttavia nel tempo il calcestruzzo può perdere nel tempo le sue caratteristiche protettive in quanto, essendo un materiale poroso, può trasportare agenti aggressivi liquidi o gassosi verso gli strati più interni fino a giungere in prossimità delle barre d'armatura in acciaio. A conseguenza di ciò, il film di ossido che protegge l'acciaio viene distrutto e si creano le precondizioni per l'innescò della corrosione. In linea generale le precondizioni per l'innescò della corrosione delle barre di calcestruzzo armato può avvenire dalla carbonatazione (anidride carbonica che reagisce con i composti alcalini del calcestruzzo) o da cloruri. Successivamente, in modo del tutto analogo per le strutture in solo acciaio, seguono le due fasi di innescò e propagazione della corrosione dove devono essere presenti contemporaneamente i tre elementi *ferro + ossigeno + acqua*. La principale conseguenza strutturale della corrosione nelle strutture in calcestruzzo armato è la riduzione della sezione resistente delle barre di armatura d'acciaio con conseguente riduzione della resistenza complessiva della struttura. Altre conseguenze, non meno importanti sono: riduzione di aderenza tra armature e calcestruzzo fino ad arrivare alla perdita di ancoraggio, fessurazione del copriferro con distacchi di pasta cementizia, cedimenti improvvisi per corrosione sotto sforzo.

3.3.3 Sali disgelanti

I sali disgelanti comunemente adottati per lo scioglimento del ghiaccio o della neve di una pavimentazione stradale (prevalentemente cloruro di sodio e di calcio) possono avere effetti anche sulla pasta cementizia o sull'acciaio. Per quanto riguarda la pasta cementizia, il contatto dei sali con il calcestruzzo comporta un repentino raffreddamento della pasta cementizia creando forti contrazioni e danneggiamenti del materiale, il quale si distacca a scaglie. Per quanto riguarda l'acciaio, invece, il contatto con i sali comporta un'azione acceleratrice di corrosione ammesso che ci sia già un processo corrosivo in atto.

3.3.4 Cicli termici nel calcestruzzo

Effetti di degrado delle strutture in calcestruzzo si manifestano a seguito del ripetersi del fenomeno di congelamento dell'acqua che permea nel calcestruzzo con alternanza quotidiana o stagionale. Per temperature inferiori allo 0°C, infatti, avviene il congelamento dell'acqua con un incremento volumetrico di circa il 10%. Poiché la formazione di ghiaccio avviene in modo progressivo dalla superficie verso l'interno del calcestruzzo, l'acqua viene spinta dalle zone congelate verso le zone non congelate dove, se non sono presenti cavità in grado di assorbire l'espansione, si genera una pressione idraulica. La pressione è in grado di danneggiare la pasta cementizia disgregandola in modo progressivo. Fattori significativi del degrado risultano essere il numero di cicli termici a cui è sottoposta la struttura e la temperatura minima raggiunta.

Per un più esaustivo quadro d'analisi del danneggiamento per effetti termici di un impalcato da ponte si rimanda al *Capitolo 6*.

3.4 Protezione degli impalcati da ponte stradale

La costruzione di un significativo numero di opere infrastrutturali stradali va collocata, a livello storico, nell'immediato dopoguerra, in seno a quella che è stata la grande opera di progettazione e realizzazione della prima rete autostradale italiana. I ponti, a quell'epoca realizzati attraverso un diffuso e prevalente utilizzo del calcestruzzo armato e del calcestruzzo armato precompresso, non furono oggetto di alcun accertamento in ordine a potenziali problemi connessi alla durabilità del calcestruzzo e, in molti casi, furono lasciati in servizio senza ricevere adeguata manutenzione. Negli ultimi vent'anni si sono pertanto resi necessari interventi di ripristino e riparazione, dal momento che le opere manifestavano uno stato di degrado di sorprendente entità. Il degrado naturale dei materiali è dovuto a processi di ammorbidimento della struttura, principal-

mente connessi a cause di tipo fisico (cicli termici) e chimico (corrosione delle armatura, attacco solfatico, reazione alcali-aggregato, carbonatazione, sali disgelanti, ...) che, inevitabilmente, influenzano in negativo la durabilità delle opere. Queste ultime, di conseguenza, non riescono più a conservare le caratteristiche meccaniche volte a garantire adeguati livelli prestazionali e di sicurezza. Giova inoltre sottolineare che il fenomeno del degrado naturale dei materiali in un'opera infrastrutturale stradale è accentuato dal sempre più ingente impatto dei trasporti e dei volumi di traffico. L'esperienza maturata nell'ultimo ventennio ha infatti dimostrato che i ponti interessati da elevato passaggio di traffico veicolare nonché sottoposti all'effetto di intemperie ed allocati in un ambiente aggressivo, debbono essere opportunamente dimensionati e protetti attraverso efficaci sistemi di impermeabilizzazione. In linea generale, il costo aggiuntivo di un sistema impermeabilizzante incide approssimativamente del 5% sul costo totale del ponte. La maggiore spesa iniziale ha dimostrato, nel corso degli anni, di essere ampiamente giustificata dal fatto che la rimessa in efficienza degli impalcati degradati in esercizio senza alcun sistema di protezione è pari a quella di una nuova costruzione. In aggiunta, si hanno benefici in termine di riduzione dei periodi di inattività dell'opera dovuti a lavori di ripristino che, soprattutto sugli itinerari di grande circolazione, causano molti problemi di spostamento agli utenti.

3.4.1 Requisiti di un sistema di impermeabilizzazione degli impalcati

Una buona impermeabilizzazione per impalcati da ponte in calcestruzzo o in acciaio deve conferire all'impalcato un'assoluta protezione nei confronti dell'acqua proveniente dalle precipitazioni meteoriche, assolvendo questa funzione in modo efficace nel tempo al fine di garantire funzionalità e sicurezza all'intera struttura. Non solo, il sistema impermeabilizzante deve evitare lo sgocciolamento di liquidi al di sotto dell'impalcato al fine di evitare spiacevoli disturbi ad eventuali utenti che transitano, a piedi o attraverso altri mezzi di trasporto, nelle zone sottostanti; deve essere pensato in modo tale da indirizzare i liquidi verso alcune zone di incanalamento, i quali verranno successivamente condotti ai pozzetti di raccolta. Per garantire questo, i materiali adottati nella composizione delle impermeabilizzazioni devono possedere caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche adeguate. Una prima caratteristica fondamentale è l'impermeabilità dei materiali, di ogni elemento e dell'intero sistema in ogni condizione di traffico e atmosferica. Requisito fondamentale riveste la capacità del materiale di aderire al supporto da proteggere che, nel caso di impalcati da ponte stradale, risulta essere una pasta cementizia o un materiale ferroso. Non solo, l'impermeabilizzazione deve garantire un'ottima adesione anche ai materiali che non necessitano di protezione ma si trovano a contatto con essa: il materiale bituminoso (o polimeri-

co) della pavimentazione. Le impermeabilizzazioni devono, poi, essere in grado di conferire continuità e omogeneità di protezione in ogni singolo punto dell'impalcato al fine di evitare criticità dovute a fessure o perforazioni, le quali diventerebbero immediatamente una corsia preferenziale da parte di sostanze aggressive. Inoltre, a tutte le temperature di esercizio, si devono presentare con sufficiente resistenza meccanica accoppiata ad una buona elasticità per poter assorbire gli sforzi indotti dal passaggio del traffico veicolare (sforzi verticali e orizzontali di taglio) e gli stress derivanti da variazioni termiche giornaliere e stagionali. Le impermeabilizzazioni, al fine di assicurare la loro integrità nel tempo, non devono manifestare inconvenienti dovuti all'invecchiamento (es. accresciuta fragilità) e devono presentare ottime difese nei confronti di agenti aggressivi (es. sali comunemente adottati per lo scioglimento del ghiaccio sulla pavimentazione durante il periodo invernale). In ultima, i sistemi impermeabilizzanti devono essere pensati per garantire adeguata facilità di posa in opera in condizioni difficili di cantiere all'aperto. Per quest'ultimo motivo, i materiali costituenti le impermeabilizzazioni devono poter offrire altre caratteristiche complementari:

- il materiale deve essere adatto alla posa in opera su impalcati di ponti, dove le condizioni del cantiere possono essere non ottimali o difficoltose. Ad esempio, sebbene si dovrebbe pretendere una superficie del cemento o dell'acciaio assolutamente asciutta e priva di polvere, non sempre si riescono a soddisfare completamente questi requisiti; un buon materiale di impermeabilizzazione deve anche possedere una certa tolleranza di applicazione;
- il materiale impermeabilizzante deve garantire buona robustezza per resistere al pericolo di deterioramento nel corso dei lavori di costruzione intrapresi sul ponte. In particolare, il materiale deve essere capace di resistere alla pressione di pietre a spigoli vivi sotto il peso delle macchine;
- il materiale deve poter essere messo in opera da operai che posseggono bassi livelli di specializzazione.

L'installazione di un sistema di impermeabilizzazione richiede una precisa tecnica di esecuzione e un controllo scrupoloso e minuzioso durante tutti gli stadi della posa. È necessario evidenziare che anche i materiali più robusti sono incapaci di resistere a qualsiasi tipo di urto o deterioramento.

3.4.2 Tecniche tradizionali per l'impermeabilizzazione degli impalcati

Le tecniche tradizionali per l'impermeabilizzazione degli impalcati da ponte differiscono tra loro per la tipologia di materiale adottato nella miscela, la sua composizione, l'eventuale modifica con additivi e le modalità di applicazione. Inizialmente, si pensò di far assolvere il compito dell'impermeabilizzazione direttamente alla pavimentazione in conglomerato bituminoso andando a modificare la composizione della miscela con l'introduzione di un più alto quantitativo di bitume. I vantaggi di questa tecnica furono quelli di ottenere pavimentazioni in grado di apportare miglioramenti in termini di resistenza all'acqua, alla fatica e all'ossidazione. Per contro, si ottennero peggioramenti significativi per quanto riguarda la suscettività termica della miscela e l'accumulo progressivo di deformazioni permanenti (ormaiamento). Negli anni '70 si ricorse alla stesura di prodotti bituminosi direttamente sull'estradosso dell'impalcato con un'operazione effettuata *in situ*. In anni più recenti, sono state sostituite le realizzazioni in loco con prodotti industriali prefabbricati costituiti da membrane bituminose applicate alla struttura da proteggere e successivamente rivestite dal manto d'usura della pavimentazione. Le membrane possono essere in bitume sintetico o bitume modificato con elastomeri termoplastici SBS con un grado di concentrazione in miscela che differisce a seconda della destinazione d'uso. Le membrane possono essere rinforzate con armature in tessuto non tessuto¹ di fibra poliestere in conformità con la normativa UNI EN 14695 emanata nel 2010. La normativa specifica le caratteristiche e le prestazioni delle membrane bituminose armate per l'impermeabilizzazione di impalcati stradali, di ponti e viadotti e tutte le altre superfici di calcestruzzo soggette a traffico dove il sistema di impermeabilizzazione è legato all'impalcato di calcestruzzo e ricoperto da binder bituminoso. Altre tecniche di impermeabilizzazione consistono nello stendere una lastra in calcestruzzo armato al di sopra della struttura d'impalcato. La lastra è confezionata con un rapporto acqua/cemento molto basso al fine di rendere più denso e quindi meno permeabile il materiale cementizio posto a protezione. È evidente che questa soluzione può portare benefici in strutture bisognose di un risanamento o adeguamento statico in quanto la lastra conferisce, in aggiunta, un rinforzo meccanico all'opera ma allo stesso tempo può rappresentare un limite in quanto il peso aggiuntivo non indifferente del rinforzo/protezione può andare ad alterare l'equilibrio strutturale dell'intera opera con possibili effetti negativi. Con la filosofia di rendere meno permeabile il calcestruzzo al fine di ridurre i fenomeni di trasporto di acqua e agenti aggressivi, è stata ideata un'ulteriore tecnica di impermeabilizzazione che consiste nel disporre un rivestimento all'impalcato con uno strato di 3 o 4 cm di conglomerato cementizio non armato modificato con polimeri. In questo ca-

¹ Il tessuto non tessuto (T.N.T.) è il termine generico per indicare un prodotto industriale simile ad un tessuto ma ottenuto con procedimenti differenti dalla tessitura. In un *non tessuto* le fibre presentano un andamento casuale; in un *tessuto* le fibre presentano due direzioni prevalenti ed ortogonali tra loro (trama e ordito).

so esistono due varianti del metodo: la prima si basa sulla sostituzione di una parte di acqua d'impasto con del lattice; l'altra sulla sigillatura dei pori del calcestruzzo indurito con l'impregnazione di un polimero. Senza dubbio tutti i metodi poc'anzi descritti hanno apportato migliorie ed esiti positivi ma non sono tuttavia avulsi da aspetti di criticità e problematicità. I materiali che, al giorno d'oggi, sembrano presentare un miglior comportamento complessivo sono i materiali a base di leganti polimerici. Queste tipologie di impermeabilizzazioni consentono di colmare alcune lacune tipiche dei materiali tradizionali come la scarsa adesione ai supporti caratterizzati da un alto grado di umidità (condizione facilmente riscontrabile in cantiere), la discontinuità dell'azione protettiva e la scarsa resistenza a carichi elevati (problematica riscontrabile in zone maggiormente interessate dal traffico stradale pesante). Inoltre, i prodotti polimerici possono essere stesi in opera tramite un'operazione di spruzzatura o stesura senza dover ricorrere alla preformatura industriale garantendo un minor tempo di posa rispetto agli analoghi prodotti a matrice bituminosa poiché non necessitano di calore nella posa e induriscono a temperatura ambiente per mezzo di semplici agenti catalizzatori. Tuttavia, i materiali polimerici descritti presentano, ad indurimento avvenuto, una elevata rigidità, ben superiore ai materiali che si trovano in adesione con conseguente formazione di uno stato tensionale aggiuntivo che può indurre a fessurazione il calcestruzzo o l'acciaio dell'impalcato e il conglomerato bituminoso della pavimentazione. La ricerca scientifica e tecnologica è riuscita a colmare le lacune dei primi materiali polimerici adottati nel campo delle impermeabilizzazioni andando a modificare il polimero base con altri polimeri o additivi per conferire, di volta in volta, le proprietà chimiche e fisiche più adatte per ogni applicazione.

4 POLIMERI E CONGLOMERATO POLIMERICO: APPLICAZIONE SU PONTI STRADALI

4.1 Introduzione

Il grande interesse che si è sviluppato verso lo studio dei polimeri è stato spinto dalle scoperte circa le loro qualità come materiali. Dal punto di vista chimico infatti i polimeri, o come si diceva nel XIX secolo, i *colloidi*, si presentavano come sostanze difficili da maneggiare in quanto poco solubili, difficilmente purificabili, scarsamente riproducibili e con effetti inspiegabili quando si voleva studiarli chimicamente con le metodologie note al tempo. Dal punto di vista ingegneristico, invece, si rivelarono sin da subito dotati di molti pregi. Lo studio dei polimeri ebbe inizio nel 1839 con Goodyear; le prime sostanze sintetiche studiate furono la *celluloide* nel 1868 e la *bakelite* nel 1905 e vennero subito apprezzate per la loro leggerezza accompagnata da buone qualità meccaniche. Un'altra caratteristica molto interessante era la *plasticità*, ossia la facilità con cui questi materiali potevano essere lavorati e sagomati mantenendone la forma per un tempo indefinito. Non solo, queste sostanze erano dotate di elevata *tenacità* e, per alcune applicazioni, nel tempo vennero progressivamente preferite ai materiali metallici, i quali erano dotati di un più elevato peso specifico. Questi pregi hanno indotto, prima lentamente e poi a partire dagli anni '30 del XX secolo, con sempre crescente intensità, allo studio di nuovi polimeri e allo sviluppo della *scienza dei polimeri* che ricopre ancora oggi un ruolo centrale nella ricerca pura e applicata di numerose università e aziende del settore.

4.2 Polimeri

I *polimeri* sono sostanze formate da molecole organiche molto grandi, *macromolecole*², derivanti dall'unione, mediante legami chimici, di piccole unità chiamate *monomeri* dotate di un più basso peso molecolare. Una molecola, per essere considerata un monomero, deve possedere due

² Il termine macromolecola è un termine generale che investe tutte le grandi molecole, non solo i polimeri.

o più siti capaci di fornire legami con altre molecole, uguali o diverse. Si hanno monomeri bifunzionali che danno luogo a unità strutturali bifunzionali e, in assenza di fenomeni modificanti, si trasformeranno in macromolecole lineari; in maniera analoga, macromolecole ramificate o macromolecole reticolate, si formeranno da unità strutturali in grado di fornire due o più legami ciascuna. Non esiste un metodo soddisfacente per determinare il valore limite del numero di segmenti di una molecola, prima che possa essere classificata come polimero, perché le unità strutturali (o monomeri) variano in peso e in dimensione molecolare. Il termine *polimero* deriva dal greco e designa una macromolecola in cui un'unità *strutturale* o *monomero* relativamente semplice si ripete, legandosi covalentemente con altre uguali, un gran numero di volte (unità ripetitiva). Il numero di unità strutturali contenute in una macromolecola, chiamato *grado di polimerizzazione (DP)*, viene indicato con il parametro n . Questo fa capire come il grado di polimerizzazione possa essere considerato un parametro variabile che caratterizza il polimero. Il *peso molecolare* del polimero è il prodotto del grado di polimerizzazione per il peso molecolare dell'unità strutturale. Dal punto di vista microscopico, i polimeri sono costituiti da aggregati di molecole molto grandi aventi forma assimilabile a quella di un lungo filo di dimensioni longitudinali che possono essere di migliaia di Ångström³ e di sezione di qualche Å al quadrato, le quali sono fortemente compenstrate le une con le altre mostrando, di conseguenza, forti limitazioni della mobilità. Il comportamento del sistema, la cui struttura ricorda un aggrovigliamento di fili, sotto una sollecitazione esterna è caratterizzato dall'impedimento, causato dall'aggrovigliamento dei fili, di far seguire alla massa le deformazioni imposte senza opporre resistenza.

4.2.1 Classificazione dei polimeri

L'enorme quantità di polimeri attualmente conosciuti richiede, per essere descritta in modo non dispersivo, una qualche forma di sistematizzazione. A complicare ulteriormente le cose vi è, però, la vasta eterogeneità degli interessi applicativi legati ai polimeri che necessitano di classificazioni differenziate a seconda dello scopo di analisi. Per fare un esempio, i ricercatori chimici sono maggiormente interessati ad una classificazione dei polimeri in base alle loro proprietà chimiche, gli ingegneri sono maggiormente interessati ad una classificazione in base alle loro proprietà fisico-meccaniche.

In linea generale, i polimeri possono essere classificati a seconda delle materie prima dalle quali provengono o a seconda di una loro propria caratteristica.

³ Unità di lunghezza, non appartenente al SI, corrispondente a 0,1 nm o $1 \cdot 10^{-10}$ m.

Una prima classificazione li suddivide in *polimeri naturali organici*, *polimeri artificiali* e *polimeri sintetici*. I polimeri naturali organici (o biopolimeri) sono prodotti da esseri viventi o si trovano semplicemente in natura (cellulosa, caucciù, amido, ...); i polimeri artificiali sono ottenuti da una modifica di polimeri naturali (acetato di cellulosa, ...); i polimeri sintetici sono ottenuti industrialmente attraverso una polimerizzazione artificiale (nylon, gomma vulcanizzata, Kevlar, resine epossidiche, PVC, ...).

Una classificazione secondo il processo di polimerizzazione⁴ con il quale sono prodotti li suddivide in *polimeri in addizione* e *polimeri in condensazione*. I polimeri in addizione presentano l'unità strutturale (o un suo multiplo) coincidente con il monomero di partenza e il peso molecolare è semplicemente la somma dei pesi molecolari dei monomeri presenti in catena. I polimeri in condensazione presentano l'unità strutturale con qualche atomo in meno rispetto al monomero o ai monomeri di partenza in quanto la concatenazione dei monomeri di partenza è una reazione chimica che porta, come inevitabile sottoprodotto, alla formazione di una molecola piccola che viene poi eliminata.

Una classificazione secondo la loro struttura li suddivide in *polimeri lineari*, *ramificati* o *reticolati*. I polimeri lineari sono dotati di unità monomeriche legate a formare lunghe catene più o meno raggomitolate; i polimeri ramificati sono dotati di catena principale dalla quale partono ramificazioni laterali; i polimeri reticolati sono dotati di più catene connesse chimicamente attraverso le ramificazioni laterali. Le diverse strutture influenzano le proprietà dei materiali: i polimeri lineari, ad esempio, sono solubili e rammoliscono all'aumentare della temperatura fino ad arrivare allo stato liquido, mentre quelli reticolati sono insolubili e infusibili. In aggiunta, la diversa struttura molecolare implica differenti proprietà macroscopiche: la mobilità molecolare, e quindi l'elasticità del materiale, si riduce drasticamente passando da polimeri lineari a polimeri reticolati.

⁴ Processo di formazione di macromolecole a partire da sostanze a basso peso molecolare (monomeri).

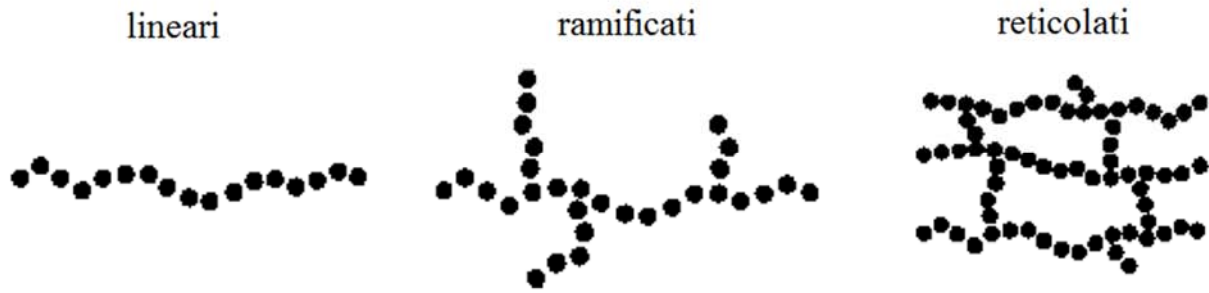


Figura 4.1 Polimeri lineari, ramificati, reticolati

Una classificazione secondo le caratteristiche dei materiali cui danno origine li divide in *gomme*, *materie plastiche* e *fibre*. Le gomme sono caratterizzate da bassi moduli di rigidità e grandi deformazioni anche sotto l'azione di modeste sollecitazioni. Mostrano resistenze tensili nel campo di 3-30 MPa e deformazioni a rottura comprese tra 300% e 1000%. Da sottolineare che la caratteristica fondamentale delle gomme è la sostanziale reversibilità delle deformazioni subite, anche di quelle spinte. Essa è assicurata dall'esistenza di forze entropiche e dalla vulcanizzazione, ossia dall'instaurazione di alcuni legami covalenti che collegano tra loro le catene (reticolazione poco spinta). Essi impediscono che le deformazioni modifichino irreversibilmente, per slittamento, le posizioni reciproche delle macromolecole. Le materie plastiche hanno modulo di rigidità e carico di rottura più alto delle gomme; alcune sono dure, rigide, stabili mentre altre sono più tenere e flessibili. Il carico di rottura è tra i 30 e i 100 MPa e le deformazioni a rottura tra il 10% e il 700%. Le fibre sono le più forti tra i materiali polimerici. Tra i polimeri naturali troviamo fibre di origine animale (lana, seta, ...) e vegetale (cotone, ...). Le fibre sintetiche vengono preparate mediante un processo di estrusione accoppiato ad uno di trazione. La sollecitazione di rottura è tra i 100 e i 1000 MPa.

Una classificazione secondo il loro comportamento al variare della temperatura li suddivide in *polimeri termoplastici* o *termoindurenti*. I polimeri termoplastici (struttura molecolare lineare) rispondono ad un aumento di temperatura con una diminuzione di viscosità e con un'accresciuta facilità di fluire, mentre la diminuzione di temperatura consente il "congelamento" della situazione molecolare garantendo al materiale di mantenere l'ultima forma assunta per un tempo indefinito. Va notato che, entro certi limiti, il ciclo riscaldamento-raffreddamento può essere ripetuto più volte in quanto la transizione tra lo stato plastico e quello rigido (transizione vetrosa) è di carattere fisico e non chimico e quindi reversibile. I polimeri termoindurenti (struttura molecolare tridimensionale) hanno un comportamento diverso, ossia il riscaldamento produce un indurimento del materiale dando origine a polimeri reticolati. La reticolazione blocca irreversibil-

mente la mobilità molecolare e quindi questi materiali, una volta sagomati, non sono più suscettibili di modifiche e diventano praticamente insensibili alle variazioni termiche.

4.2.2 Polimeri termoindurenti

I *polimeri termoindurenti* o, più spesso chiamati, *resine termoindurenti* sono materiali molto rigidi costituiti da polimeri reticolati nei quali il moto delle catene polimeriche è fortemente limitato dall'elevato numero di reticolazioni esistenti. Il riscaldamento produce un indurimento del materiale in quanto l'energia termica favorisce la formazione di legami covalenti tra catena e catena dando origine a polimeri reticolati. La reticolazione blocca irreversibilmente la mobilità molecolare e quindi, una volta sagomati, non sono più suscettibili di modifiche e diventano praticamente insensibili alle variazioni termiche ad eccezione delle vibrazioni atomiche locali (fenomeni di dilatazione/contrazione del materiale dovuti a variazioni di temperatura). Sebbene i polimeri termoindurenti siano insensibili alla temperatura mantenendo la propria consistenza solida durante il riscaldamento, ad un'applicazione di calore molto spinta che li porta a temperature interne molto elevate, iniziano a decomporsi senza passare per alcuna fase di rammollimento o fusione. Infatti, la temperatura di combustione è inferiore della temperatura di fusione teorica (in quanto il materiale non può raggiungerla) e il materiale brucia senza fondere.

Un'ulteriore classe di polimeri termoindurenti sono quelli definiti *termoindurenti a freddo*, i quali sono caratterizzati da una reticolazione per reazione chimica che avviene a temperatura ambiente; questa tipologia di polimeri presenta il medesimo comportamento chimico e meccanico dei polimeri termoindurenti che necessitano di calore per innescare la polimerizzazione.

Le più importanti resine termoindurenti, sia da un punto di vista strettamente storico sia dal punto di vista delle attuali applicazioni commerciali, sono quelle ottenute a partire da reazioni di policondensazione della formaldeide con il fenolo (resine fenoliche) o con l'urea o la melamina (resine ammidiche). Altre importanti classi di resine termoindurenti sono le resine epossidiche, le schiume uretaniche, le resine poliesteri insature, le resine silconiche, le resine alchidiche e altre di minore importanza.

Nel caso specifico di realizzazione di una pavimentazione stradale con materiali a matrice polimerica, le resine termoindurenti maggiormente utilizzate sono:

- resine epossidiche;
- resine poliesteri insature;
- resine metacriliche;

- resine poliuretaniche.

Resine epossidiche

Le resine epossidiche sono un'importante classe di materiali polimerici caratterizzate dalla presenza di due o più gruppo epossidi. Queste resine sono uno dei materiali polimerici termoindurenti maggiormente utilizzati per realizzare adesivi, compositi strutturali, laminati e semiconduttori in quanto presentano ottime caratteristiche meccaniche accoppiate da una notevole versatilità di applicazione. Tuttavia, il principale utilizzo delle resine epossidiche risiede nel campo dei rivestimenti dove elevate doti di flessibilità, adesione, resistenza chimica e meccanica risultano essere proprietà fondamentali. Il termine *resine epossidiche* dovrebbe essere riferito solo ad monomeri (o oligomeri) contenenti i gruppi epossidici ma viene comunemente adottato anche per l'identificazione dell'intero sistema. Le resine epossidiche, infatti, sono costituite da due componenti (A e B) che miscelati tra loro producono un polimero chiamato *sistema epossidico*. A rigore, non si dovrebbe chiamare *resina epossidica* tutto il sistema in quanto solo uno dei due componenti contiene gruppi funzionali epossidici: il componente A. Il componente A è la vera resina epossidica e può essere modificato con molti tipi di additivi a seconda delle proprietà meccaniche che si vogliono ottenere (fluidità, rigidità, flessibilità, ...). Il componente B è chiamato induritore o catalizzatore (generalmente ammine, anidridi e aldeidi) e può essere modificato con un additivo accelerante di indurimento. Una matrice a base epossidica possiede le seguenti proprietà:

- elevate caratteristiche di adesione alla maggior parte dei materiali da costruzione;
- eccellente resistenza a sforzi meccanici;
- ottima resistenza alla corrosione e all'umidità;
- buona resistenza al calore.

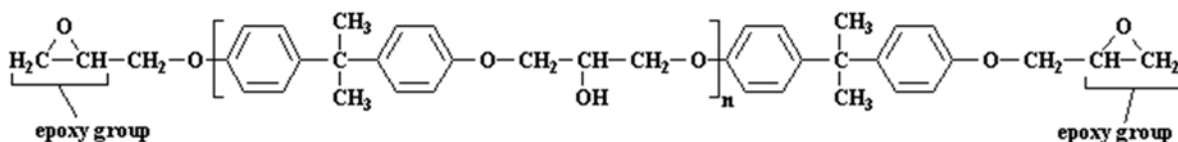


Figura 4.2 Componente A; resina epossidica

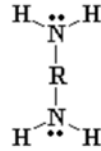


Figura 4.3 Esempio di componente B; diammine

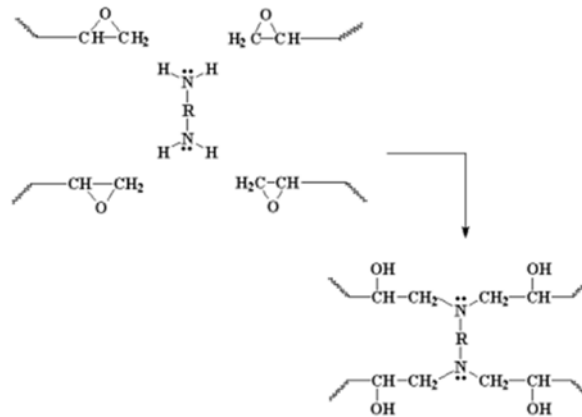


Figura 4.4 Sistema epossidico

Interessanti caratteristiche dei sistemi epossidici sono:

- *Pot-life*: È il periodo temporale che intercorre dall'applicazione dei due componenti (A+B) e l'inizio della polimerizzazione (reticolazione). È in altre parole il tempo a disposizione per l'applicazione;
- *Calore di reazione*: La resina epossidica durante la reticolazione sviluppa un calore di reazione molto elevato;
- *Ritiro*: Quando il sistema è ancora fluido la resina epossidica subisce un rilevante ritiro;
- *Deformabilità*: Il modulo di rigidezza è molto variabile in funzione della rigidità del sistema epossidico;
- *Dilatazione termica*: Il coefficiente di dilatazione termica di un sistema epossidico puro (circa $20 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$) è in genere circa il doppio di quello di un calcestruzzo. Questa caratteristica insieme al minor modulo di rigidezza dei sistemi epossidici, può creare problemi nel caso di rivestimenti di strutture in calcestruzzo con sistemi epossidici. Infatti con le escursioni termiche giornaliere e stagionali il sistema epossidico tende ad accorciarsi maggiormente durante le fasi di raffreddamento rispetto al materiale cementizio e a dilatarsi maggiormente durante le fasi di riscaldamento. La maggiore rigidità del calce-

struzzo (modulo di rigidità del calcestruzzo è maggiore del modulo dei sistemi epossidici) induce delle coazioni all'interfaccia tra i due materiali con il rischio di provocare fessurazione del calcestruzzo o distacco del sistema epossidico. Il problema può essere notevolmente attenuato con sistemi epossidici caricati con materiale granulare per aumentare il modulo di rigidità e ridurre il coefficiente di dilatazione termica;

- *Comportamento alle alte temperature:* Il comportamento alle alte temperature dei sistemi epossidici è piuttosto scadente. Oltre i 50-60 °C possono perdere fino al 50-60% delle proprietà meccaniche che possiedono a 20 °C. A 120 °C il materiale subisce un forte degrado. A 300 °C il materiale epossidico si decompone e carbonizza.

Legante Epossidico		
Fase lavorabile		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Viscosità	200-2000*10 ⁶ Pa·s	ASTM D2393
Pot-life	10-60 min	AASHTO T237
Pericolosità	Medio/Bassa	-
Flash-point ⁵	Oltre 200° C	-
Indurimento avvenuto		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Legame con l'impalcato	Min. 7 MPa	ASTM C882
Coefficiente di dilatazione termica	20·10 ⁻⁶ ° C ⁻¹	ASTM D696
Resistenza a trazione	Min. 14 MPa	ASTM D638
Allungamento	Min. 30 %	ASTM D638
Modulo di elasticità	4-8,3·10 ² MPa	ASTM D638 ASTM D695

⁵ Temperatura alla quale il materiale incomincia a vaporizzare.

Ritiro da indurimento	0,02-0,08 %	DuPont
-----------------------	-------------	--------

Tabella 4.1 Proprietà legante epossidico

Resine poliesteri

Le resine poliesteri si ottengono per condensazione di polialcoli con poliacidi e si dividono in poliesteri saturi, insaturi e modificati (o alchidici). Sono leganti polimerici bi-componenti ottenuti dal mescolamento di resina poliesteri con un agente induritore (catalizzatore).

Le principali caratteristiche di una resina poliesteri sono:

- buona resistenza all'acqua;
- resistenza alle più comuni sostanze aggressive;
- presentano criticità se utilizzate su supporti caratterizzati da elevata alcalinità;

È necessario l'utilizzo di un primer per garantire una migliore adesione al supporto.

Legante poliesteri		
Fase lavorabile		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Viscosità	100-400·10 ⁶ Pa*s	ASTM D2393
Pot-life	10-60 min	AASHTO T237
Pericolosità	Elevata	-
Flash-point	Sotto 38° C	-
Indurimento avvenuto		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Legame con l'impalcato	Min. 7 MPa	ASTM C882
Coefficiente di dilatazione termica	36-90·10 ⁻⁵ °C ⁻¹	ASTM D696
Resistenza a trazione	14 MPa	ASTM D638
Allungamento	Min. 30 %	ASTM D638

Modulo di elasticità	2,4-6,2·10 ² MPa	ASTM D638 ASTM D695
Ritiro da indurimento	1-3 %	DuPont

Tabella 4.2 Proprietà legante poliestere

Resine metacriliche

I leganti metacrilici sono sistemi bi-componenti costituiti dal mescolamento di resine con un agente induritore (catalizzatore); il catalizzatore appartiene alla famiglia dei perossidi organici.

Le principali caratteristiche di una resina metacrilica sono:

- basso modulo di rigidità;
- buona resistenza all'acqua;
- resistenza agli agenti aggressivi con eccezione dei solventi;

È necessario l'utilizzo di un primer e di avere un supporto asciutto per garantire una migliore adesione.

Legante Metacrilico		
Fase lavorabile - monomeri		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Viscosità	1-50·10 ⁶ Pa·s	ASTM D2393
Pot-life	20-40 min	AASHTO T237
Pericolosità	Elevata	-
Flash-point	Sotto 38° C	-
Fase lavorabile – soluzione di polimeri in monomeri		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Viscosità	250-1700·10 ⁶ Pa·s	ASTM D2393
Pot-life	20-40 min	AASHTO T237
Pericolosità	Elevata	-
Flash-point	Sotto 38° C	-

Indurimento avvenuto		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Legame con l'impalcato	7-14 MPa	ASTM C882
Coefficiente di dilatazione termica	$22-54 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ \text{C}^{-1}$	ASTM D696
Resistenza a trazione	3-8 MPa	ASTM D638
Allungamento	100-200 %	ASTM D638
Modulo di elasticità	Max. $7 \cdot 10^2 \text{ GPa}$	ASTM D638 ASTM D695
Ritiro da indurimento	1-2 %	DuPont

Tabella 4.3 Proprietà legante metacrilico

Resine poliuretatiche

Le resine poliuretatiche sono materiali polimerici molto utilizzati in diversi campi dell'ingegneria grazie alle loro elevate caratteristiche meccaniche e chimiche e alla facilità con cui è possibile modificare tali caratteristiche a seconda delle applicazioni d'uso, tuttavia rivestono un ruolo marginale per il confezionamento di pavimentazioni per ponti stradali. Le resine poliuretatiche sono però più flessibili delle epossidiche e risultano essere termicamente più stabili (fino a 150°C). Il nome poliuretano deriva dalla presenza nella sua molecola del gruppo funzionale uretanico. Facendo reagire un composto organico A (avente due gruppi isocianato) con un altro composto organico B (avente due gruppi alcolici) si produce una reazione dalla quale si ottiene un polimero lineare. Utilizzano poli-isocianati (isocianati con tre o più gruppi funzionali) e poli-oli (alcoli con tre o più gruppi funzionali) si ottiene la resina poliuretatica. Le resine poliuretatiche modificano le loro proprietà in funzione del tipo di isocianati e del tipo di polioli utilizzati nella preparazione.

Legante Poliuretatico		
Fase lavorabile		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il

		test
Viscosità	1000-8000·10 ⁶ Pa·s	ASTM D2393
Pot-life	15-60 min	AASHTO T237
Pericolosità	Medio/Bassa	-
Flash-point	Oltre 200° C	-
Indurimento avvenuto		
Proprietà	Valore	Normativa di riferimento per il test
Legame con l'impalcato	-	ASTM C882
Coefficiente di dilatazione termica	-	ASTM D696
Resistenza a trazione	6-10 MPa	ASTM D638
Allungamento	150-600 %	ASTM D638
Modulo di elasticità	-	ASTM D638 ASTM D695
Ritiro da indurimento	0,02-0,08 %	DuPont

Tabella 4.4 Proprietà legante poliuretano

4.3 Copolimeri, miscele polimeriche e leghe polimeriche

Finora si è dato per scontato che una macromolecola possa essere ottenuta mediante riproduzione di una singola unità strutturale (*omopolimero*) e la polimerizzazione veniva eseguita in presenza di un monomero puro. La polimerizzazione eseguita in sistemi contenenti miscele di due o più tipi diversi di monomeri porta ad ottenere i *copolimeri*, ossia macromolecole in cui unità strutturali diverse si concatenano più o meno casualmente. La copolimerizzazione è una delle tecniche più utilizzate per sintetizzare materiali che assommino in sé le caratteristiche positive di due polimeri diversi, altrimenti difficilmente amalgamabili. In questo modo si è in grado di ottenere un prodotto che possa presentare caratteristiche chimiche o meccaniche più favorevoli rispetto a quelle offerte dal singolo polimero. È da sottolineare che, non sempre, le caratteristiche di un copolimero sono la media di quelle dei due omopolimeri puri. La copolimerizzazione casuale non è l'unico modo per ottenere l'unione, a livello molecolare, di unità strutturali diverse

ma vi sono anche altre tecniche di sintesi: miscele e leghe. Mentre nei copolimeri diverse unità fondamentali reagiscono contemporaneamente, nelle miscele e nelle leghe polimeriche sono i polimeri già formati (omopolimeri o copolimeri) che vengono uniti in un'unica materia plastica. Nelle miscele polimeriche si hanno in genere minori forze intermolecolari, transizioni vetrose multiple e prestazioni che dipendono dalle proporzioni dei costituenti. Le leghe hanno maggiore compatibilità termodinamica e mostrano proprietà originali, quasi indipendenti da quelle dei costituenti.

Le miscele polimeriche o le leghe polimeriche sono nate per soddisfare le esigenze di materiali con caratteristiche *ad hoc* per ogni applicazione. Si è riscontrato che la formazione di miscele o leghe, in luogo all'investigazione di nuovi polimeri, comporta minor tempo di ricerca e inferiori risorse economiche assicurando, al contempo, risultati prestazionali maggiormente soddisfacenti. I prodotti che si ottengono sono in grado di corrispondere a molte delle richieste avanzate dagli utilizzatori. Le prime miscele o leghe sono state ottenute con criteri essenzialmente empirici, ma i veri successi sono arrivati solo dopo che è stato possibile dare una base scientifica al loro studio. In pochi anni, l'impiego di miscele o leghe polimeriche è accresciuto notevolmente grazie alla possibilità d'applicazione in campi non convenzionali.

Riepilogando in modo sintetico si può dire che i materiali polimerici sono generalmente il risultato della reazione di polimerizzazione di una quantità di molecole base (monomeri) per formare catene anche molto lunghe. Si parla di omopolimeri se il monomero è unico, copolimeri se il polimero è ottenuto da due o più monomeri diversi, di miscele polimeriche o leghe polimeriche se il materiale è il risultato della miscelazione di due monomeri che polimerizzano senza combinarsi chimicamente. Nelle miscele si hanno prestazioni che dipendono dalle proporzioni dei costituenti; nelle leghe si hanno prestazioni indipendenti dalle proprietà dei costituenti.

4.4 Conglomerato polimerico

Il conglomerato polimerico è un materiale composito nel quale elementi lapidei sono tenuti insieme da una matrice di legante polimerico. Il termine *conglomerato polimerico* non indica uno specifico prodotto commerciale ma deve essere letto come un termine che identifica una famiglia di prodotti a base polimerica. Infatti, a seconda della tipologia di polimero di base e del metodo di polimerizzazione, degli altri elementi introdotti in miscela, della tipologia di aggregato e della distribuzione granulometrica, del rapporto tra le quantità di legante e aggregato, si possono ottenere un'infinità di combinazioni di miscele caratterizzate da proprietà estremamente di-

versificate. Il risultato di un mirato *mix-design* è l'ottenimento di un materiale che possa adattarsi in modo efficace ad ogni specifica applicazione per la quale è stato pensato.

Come già accennato, il conglomerato polimerico è il risultato dell'unione di due componenti: la resina, o la sua unione con altre resine o elementi, e gli aggregati. Il rapporto tra la quantità (in peso) di resina e di aggregati è variabile a seconda della tipologia di resina, della tipologia e distribuzione granulometrica degli aggregati. Generalmente il rapporto tra i due componenti spazia da valori di 1:1 a valori di 15:1, dove la quantità preponderante in peso è data dagli aggregati. Alcuni dei più diffusi polimeri utilizzati nella realizzazione di miscele per la realizzazione di pavimentazioni di ponti stradali sono le resine poliesteri insature e le resine metacriliche. Tuttavia, il polimero che viene maggiormente impiegato in queste applicazioni è la resina epossidica e, per questo motivo, le malte epossidiche sono considerate dagli studiosi del settore il vero conglomerato polimerico. I criteri generali di cui si deve tenere conto nella scelta della tipologia di polimero base da adottare per la miscela sono legati principalmente a costi e a durabilità del materiale, al grado di adesione all'aggregato e alla capacità di polimerizzare a temperatura ambiente mediante agente catalizzatore. Per quanto concerne gli aggregati da utilizzare in miscela, si dovrebbe scegliere materiale di pregio quale quarzo, silicio, granito o calcare di ottima qualità; l'aggregato deve presentarsi asciutto, in quanto l'umidità riduce l'adesione alle resine, e libero da qualsiasi residuo organico. In letteratura sono presenti numerose prove sperimentali che testimoniano che la tipologia di aggregato non è significativamente influente sulle proprietà di resistenza della miscela ma ha solo effetto sulla durabilità; la distribuzione granulometrica del materiale di aggregato, invece, ha influenze sulle proprietà meccaniche della miscela. In molti casi additivi e agenti di indurimento vengono selezionati appositamente in modo da poter conferire o incrementare le proprietà fisiche del prodotto finito. La polimerizzazione del conglomerato polimerico è un processo di tipo esotermico che comporta una cessione di energia da parte del sistema all'ambiente esterno sotto forma di calore. Il processo di polimerizzazione del conglomerato polimerico può essere effettuato attraverso diverse tecniche a seconda delle caratteristiche del polimero o dei polimeri presenti in miscela. Il *pot-life*⁶ della miscela può spaziare da alcuni minuti fino a diverse ore e la resistenza massima è raggiunta solo al completamento dell'intero processo di reticolazione.

⁶ Periodo temporale che intercorre dall'applicazione dei due componenti (polimero e catalizzatore) e l'inizio della polimerizzazione (reticolazione). E' in altre parole il tempo a disposizione per l'applicazione ed è in funzione della temperatura alla quale si trova la miscela.

4.5 Impermeabilizzazioni in materiale polimerico carrabile per ponti stradali

Una buona impermeabilizzazione per impalcati da ponte in calcestruzzo o in acciaio deve conferire all'impalcato un'assoluta protezione nei confronti dell'acqua proveniente dalle precipitazioni meteoriche, assolvendo questa funzione in modo efficace nel tempo al fine di garantire funzionalità e sicurezza all'intera struttura. Per assicurare questo, i materiali adottati nella composizione delle impermeabilizzazioni devono possedere caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche adeguate. Nel *Capitolo 3* sono già state descritte nel dettaglio le caratteristiche che deve possedere un materiale atto a svolgere l'azione protettiva di una struttura, pertanto, ci si limita ad un elenco schematico riepilogativo:

- assoluta impermeabilità;
- ottima adesione al supporto cementizio o ferroso dell'impalcato e ai cordoli di contenimento;
- estrema inerzia chimica nei confronti dell'aggressività degli agenti atmosferici e resistenza a fenomeni gelivi;
- modulo elastico contenuto per evitare forti stress termici.

In questo contesto si vuole, però, superare il concetto di semplice materiale per l'impermeabilizzazione andando a conferire a quest'ultimo, mediante un'opportuna formulazione chimica, l'ulteriore compito di essere transitabile dal traffico veicolare. Al fine di ottenere adeguate performance per l'utilizzo ipotizzato, si deve caricare la miscela a base di legante polimerico con degli opportuni inerti lapidei in modo da poter confezionare un impasto che sia in grado, una volta indurito, di presentare sufficienti caratteristiche di rigidità della miscela per sopportare i carichi derivanti dal passaggio di traffico veicolare. Questa famiglia di materiali, descritta nel paragrafo precedente, prende il nome di conglomerato polimerico ed è in grado di svolgere la duplice funzione di impermeabilizzante e di pavimentazione in un ponte stradale. L'impermeabilizzazione così realizzata, con caratteristiche di assoluta durabilità, viene a costituire la definitiva pavimentazione del ponte eliminando la problematica del degrado delle pavimentazioni e delle sottostrutture per ristagno delle acque meteoriche. Infatti, con tale tecnologia, tutte le acque risultano, di fatto, acque superficiali che, con opportune pendenze e con l'ausilio di caditoie, defluiscono velocemente dalla sede stradale garantendo massima sicurezza alla circolazione dei mezzi e protezione durevole all'intera struttura.

Allo stato attuale, le soluzioni di impermeabilizzazione carrabile in materiale polimerico trovano applicazione sia su opere realizzate *ex-novo* sia su opere già esistenti che necessitano di

rinnovamento della protezione e della pavimentazione. Nel seguito, si elencano le più comuni applicazioni:

- protezione di impalcati in calcestruzzo e in acciaio realizzati ex-novo;
- protezione di impalcati in calcestruzzo esistenti caratterizzati da problemi di permeabilità e degrado delle pavimentazioni;
- protezione di impalcati esistenti che necessitano di rinnovo della protezione e della pavimentazione ma devono convivere con il problema del contenimento dei pesi;
- manutenzione di impalcati e manti stradali di ponti esistenti e aventi ruolo strategico nella viabilità urbana o extraurbana che necessitano di ridotta interruzione del loro esercizio;
- protezione di impalcati immersi in un contesto ambientale aggressivo o soggetti a frequente trattamento con sali disgelanti.

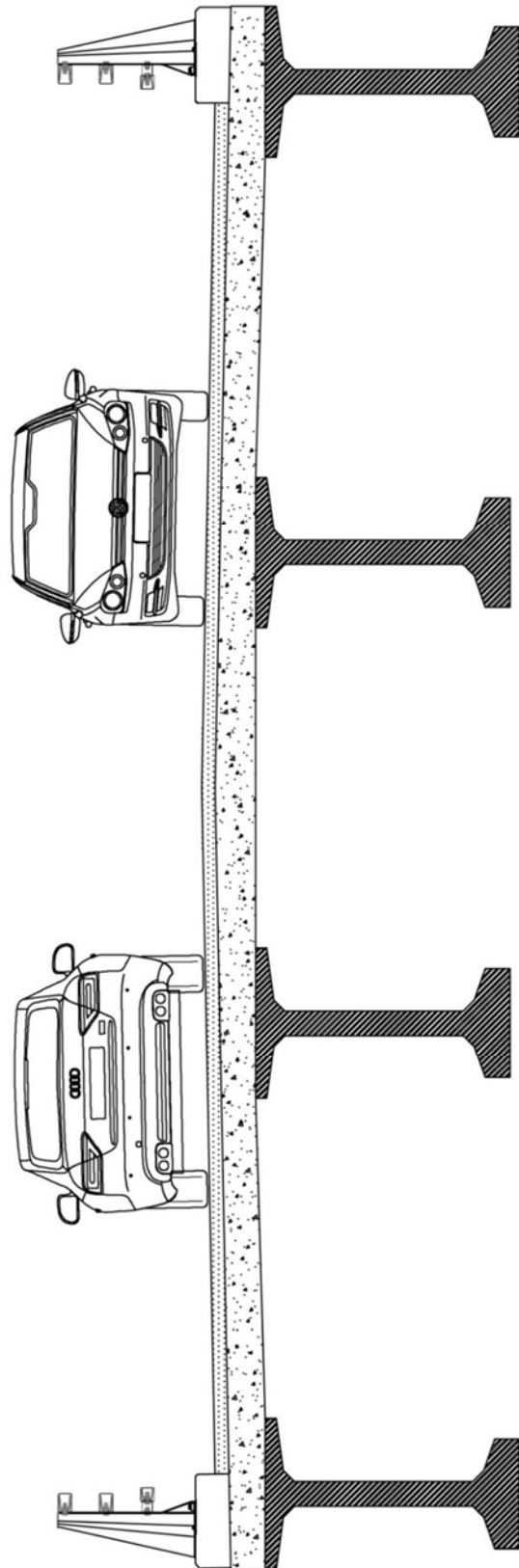


Figura 4.5 Sezione di un impalcato da ponte con struttura mista in calcestruzzo e acciaio su cui poggia l'impermeabilizzazione carrabile in conglomerato polimerico

4.5.1 Tessitura superficiale

Una pavimentazione stradale deve poter garantire una sufficiente ruvidità superficiale, necessaria per creare idonee condizioni di aderenza tra lo pneumatico dei mezzi che vi transitano sopra e la pavimentazione anche in condizioni di forte presenza di acqua sul manto stradale al fine di non compromettere la sicurezza della circolazione. Esperienze diffuse negli ultimi vent'anni in tema di irruvidimento delle superfici viabili, in campo stradale e aeroportuale, forniscono indicazione delle sufficienti garanzie che la tecnologia dei sistemi *anti-skid* può fornire allo scopo. Tali sistemi sono basati sull'impiego di inerti di particolare durezza e opportune microrugosità, capaci di legarsi tenacemente e in modo duraturo a leganti sintetici preferibilmente di natura epossidica. Tramite la tecnologia *anti-skid*, è stato possibile determinare la soluzione al problema dell'irruvidimento superficiale dei materiali polimerici aventi il duplice ruolo di impermeabilizzazione-pavimentazione. Infatti, la malta sintetica adatta all'uso è un sistema ad alto contenuto di resina epossidica saturabile con inerti aventi caratteristiche fisico-meccaniche ricercate e idonei, pertanto, a fornire al piano viabile ottime proprietà antisdrucchiolo. Questa soluzione può offrire anche benefici in termini di abbattimento del rumore generato dal rotolamento degli pneumatici e di riduzione dei fenomeni di acquaplaning. Inoltre, nei ponti stradali, può verificarsi la formazione di ghiaccio per fenomeni di condensazione anche durante la stagione "non fredda" (autunno e primavera) in quanto essi risultano maggiormente esposti a condizioni di umidità e vento. Durante questi periodi, non aspettandosi la formazione di tali eventi, non sono tempestivamente effettuati trattamenti con sali disgelanti del piano stradale e la pavimentazione può risultare estremamente insidiosa per la guida. Il trattamento *anti-skid*, realizzato con materiale a microtessitura e macro-tessitura elevata, garantisce ottime condizioni di sicurezza per gli automobilisti.

4.5.2 Preparazione del piano di posa

L'impermeabilità del supporto può essere assicurata solamente prevedendo una perfetta adesione tra pavimentazione ed impalcato. Se tale situazione non si verifica, il possibile ristagno d'acqua che ne consegue nelle zone mal collegate, porta inevitabilmente ad un'inefficienza del sistema impermeabilizzante. La perdita di adesione nel tempo può essere dovuta a diversi fattori come:

- variazioni dimensionali differenziali tra impalcato e rivestimento causate da variazioni termiche giornaliere e stagionali. Tali variazioni producono degli stati tensionali, che, concentrandosi negli strati più deboli, portano alla formazione di fessure e/o distacchi;

- presenza di umidità nel supporto. L'umidità presente nel supporto, in seguito a variazioni di temperatura, trasuda portando a distacchi localizzati della membrana stessa con conseguente formazione di punti suscettibili all'attacco di sostanze aggressive;
- carichi da traffico e sforzi di taglio indotti da veicoli in frenata/accelerazione/sterzata;
- stato della superficie di posa non idonea alla stesura del rivestimento.

Particolare cura dovrà essere posta nella preparazione delle superfici su cui verranno applicate le impermeabilizzazioni; eventuali punti di discontinuità del supporto dovranno essere stuccati e sigillati con idonee malte o stucchi epossidici. Il supporto deve presentarsi con adeguate pendenze per un regolare smaltimento delle acque ed inoltre, avere integrità, regolarità, perfetta pulizia, assenza da oli/grassi/polveri, assenza di boiacche o di malta cementizia, prodotti disarmanti e persistenti impermeabilizzazioni.

Le più comuni tecniche di rimozione dello strato di impermeabilizzazione degradato e preparazione del nuovo piano di posa per il nuovo rivestimento sono:

- *shotblasting* (pallinatura): procedura di irruvidimento del supporto e di rimozione di tutti i contaminanti presenti sulla superficie, realizzata con l'ausilio di un macchinario che getta ad alta velocità particelle metalliche abrasive sulla superficie stessa;
- *gritblasting* (sabbatura): procedimento analogo che utilizza sabbia in sostituzione delle particelle metalliche. Tra i limiti della tecnica troviamo il difetto di non riuscire a rimuovere precedenti strati di impermeabilizzante; tra i pregi, il vantaggio di arrivare laddove la pallinatura non arriva.
- *idroscarifica*: procedura di rimozione dei contaminanti tramite getti d'acqua ad altissima pressione; l'uso di questa tecnica implica la necessità di lasciar asciugare il supporto prima della successiva stesura del conglomerato;
- *scarifica*: fresatura delle superfici per rimuovere le precedenti impermeabilizzazioni per poi procedere alla stesura del nuovo rivestimento.

L'applicazione di rivestimenti polimerici carrabili viene fatta generalmente su supporti in calcestruzzo o in acciaio a seconda del materiale con cui è realizzato l'impalcato del ponte. Nel caso di posa dell'impermeabilizzazione su impalcato in acciaio, il supporto si presenta omogeneo e liscio se è di nuova realizzazione; omogeneo e più rugoso se è di vecchia realizzazione in quanto potrebbe essere presente dell'eventuale corrosione. In entrambi i casi, un'adeguata preparazione del piano di posa del supporto può essere ottenuta come segue:

- sabbiatura al fine di rendere la superficie sufficientemente rugosa (asportando eventuali zone in corrosione);
- soffiatura dell'intera superficie.

Nel caso di posa dell'impermeabilizzazione su impalcato in calcestruzzo, per la preparazione del supporto, si deve distinguere se l'operazione viene eseguita su un nuovo supporto o su un supporto già esistente, degradato e da ripristinare in quanto le due situazioni differiscono per la finitura superficiale con cui si presenta il piano di posa. Se il supporto è di nuova realizzazione (calcestruzzo appena gettato e indurito), la superficie si presenta omogenea e liscia, priva di residui di precedenti impermeabilizzazioni. Un'adeguata preparazione del supporto può essere ottenuta come segue:

- sabbiatura con il solo fine di eliminare il lattice di cemento. Si può provvedere anche con il solo idrolavaggio;
- operazione per conferire planarità e sufficiente rugosità;
- soffiatura dell'intera superficie.

Nel caso di un supporto esistente, la superficie si presenta invece scalinata, con porzioni di calcestruzzo distaccate o frantumate, porzione di ferri d'armatura in vista, eventuali avvallamenti. La preparazione del supporto, in questo caso, può essere ottenuta come segue:

- pallinatura del supporto;
- ripristino planarità e sufficiente rugosità mediante la stesura di opportune resine/malte epossidiche o malte cementizie;
- soffiatura dell'intera superficie.

In generale, quando si lavora con impalcati in calcestruzzo già esistenti, degradati e da ripristinare, al fine di realizzare un'ottima impermeabilizzazione si deve procedere all'eliminazione di tutte le fessure, le quali possono essere causa di infiltrazione da parte degli agenti aggressivi esterni. Le indicazioni dell'*American Concrete Institute (A.C.I.)* consigliano di riparare tutte le fessure con ampiezza superiore a 1 mm. Inoltre, è opportuno verificare la resistenza del calcestruzzo e l'umidità in esso contenuta. Relativamente alla resistenza del calcestruzzo, la prova che si svolge sull'impalcato è una prova di estrazione a trazione. Un disco di acciaio viene incollato alla superficie da testare (attraverso un nastro adesivo a presa rapida) e messo in trazione con una opportuna apparecchiatura. Se la rottura avviene per una tensione inferiore a 1 MPa e a profondità inferiore a 6.4 mm, il calcestruzzo va sostituito con uno che garantisca maggiore resistenza; se la rot-

tura avviene per una tensione compresa tra 1 e 1.7 MPa, i tecnici decideranno arbitrariamente se la superficie di posa è idonea ad adempiere in modo soddisfacente la funzione di supporto o se sono necessarie riparazioni. Se la rottura avviene per tensioni superiori a 1.7 MPa la superficie è idonea senza necessità di decisioni arbitrarie.

Risulta necessario rilevare il quantitativo di umidità presente nella pasta cementizia che costituisce il supporto. Il tenore di umidità deve, infatti, essere inferiore al 4%. Un metodo di prova per valutarlo è il metodo del *carburo di calcio*. Viene eseguito *in situ* attraverso il prelevamento di polvere di cemento mediante trapanatura del supporto (profondità circa 20 mm). Il campione viene pesato con una bilancia di precisione e inserito in un apposito contenitore; l'umidità libera presente nel campione reagisce con il carburo di calcio contenuto nel reagente inserito, producendo un gas di acetilene: l'aumento di pressione all'interno del contenitore, misurata da un manometro pre-calibrato, è direttamente proporzionale alla quantità d'acqua contenuta.

4.5.3 Posa in opera

Multiple Layer

La tecnica di posa *multiple layer* consiste nel realizzare una stratigrafia costituita da una matrice polimerica e da aggregati opportunamente intervallati. Solitamente si realizzano stratigrafie caratterizzate da un numero dispari di strati (3, 5, ...) con l'accortezza di porre sempre lo strato di solo legante agli estremi. Prima della stesura del rivestimento, è necessario effettuare un trattamento di pulizia del supporto in modo da togliere eventuali residui che possono andare ad alterare le caratteristiche della malta. Successivamente si procede all'applicazione del rivestimento in strati di spessore costante per mezzo di un rullo o di un getto a pressione che spruzza in modo omogeneo e uniforme il legante. Per ogni strato di legante, prima che si asciughi e indurisca, si realizza lo strato costituito dal solo aggregato, il quale viene cosparso sulla superficie attraverso un apposito macchinario. Il macchinario provvederà a spargere il giusto quantitativo di aggregato facendolo cadere verticalmente dalla minima altezza possibile in modo da ridurre il più possibile l'eventuale inclusione di aria nella miscela. In seguito all'asciugatura del binder del legante di ogni strato, l'aggregato in eccesso (quello che non risulta inglobato nella matrice), viene, per via meccanica o tramite aspiratori, rimosso. Il procedimento, nelle modalità sopra esposte, viene ripetuto per ogni strato fino ad ottenere il rivestimento definitivo. È necessario ricordare che ogni strato sovrapposto, sia di legante che di aggregato, deve contenere lo stesso quantitativo di materiale al fine di ottenere come risultato finale un rivestimento che risulti essere il più uniforme

possibile dal punto di vista geometrico nonché meccanico. Per il primo strato generalmente si impiegano circa 1.1 Kg/mq di resina e 5.4 Kg/mq di aggregato per poi salire, negli strati successivi, a 2.2 Kg/mq di resina e 7.6 Kg/mq di aggregato. Gli spessori complessivi che si ottengono con questo metodo variano dai 5 ai 10 mm. La tecnica di posa *multiple layer* non richiede l'utilizzo di operai specializzati ed è quindi tecnicamente ed economicamente vantaggiosa; per contro, la tempistica per la realizzazione di un rivestimento mediante tale tecnica è maggiore rispetto alle altre, il che compensa il risparmio economico dovuto all'impiego di operai non specializzati. Inoltre, a causa di un maggiore tempistiche per la realizzazione, il cantiere deve rimanere aperto per più tempo comportando maggiori disagi alla viabilità.

Slurry

La tecnica di posa *slurry* consiste nella realizzazione preventiva di uno strato resinoso sul quale ne verrà steso uno di malta sintetica (miscelazione di resina sintetica e aggregato fine). Successivamente, si realizza un ulteriore strato di aggregato con pezzature più grosse al fine di conferire una miglior microtessitura e macrotessitura alla pavimentazione. Il tutto viene infine sigillato da un ultimo strato resinoso. Si ricorda che, prima della stesura del rivestimento, è necessario effettuare un trattamento di pulizia del supporto in modo da togliere eventuali residui che possono andare ad alterare le caratteristiche della malta. Rispetto alla tecnica *multiple layer*, la tecnica *slurry* risulta essere più rapida da realizzare mentre il contenuto di resina impiegato è praticamente identico: circa 25% del peso complessivo del rivestimento. Lo spessore dei rivestimenti ottenuti con questa metodologia è di circa 5-10 mm e le resine solitamente adottate sono quelle metacriliche.

Premixed

La tecnica di posa *premixed* consiste nel realizzare un conglomerato dalla miscelazione, con opportuni quantitativi, di legante polimerico e aggregato per poi realizzare un unico strato costituente la pavimentazione. La miscelazione può essere fatta a mano per applicazioni di ridotta entità o con macchinari appositi per quelle caratterizzate da notevole estensione. Si ricorda che, prima della stesura del rivestimento, è necessario effettuare un trattamento di pulizia del supporto in modo da togliere eventuali residui che possono andare ad alterare le caratteristiche della malta e procedere alla stesura, sull'intera superficie, di un primer idoneo in quantità di circa 0.4 Kg/mq. La successiva posa, ad opera di operai specializzati, viene fatta avendo cura di assegnare spessore costante. La posa di una pavimentazione mediante questa tecnica risulta più rapida da

realizzare rispetto alle precedenti richiedendo pertanto minori risorse economiche. Tuttavia, sono necessari operai specializzati e macchinari idonei con inevitabili aumenti dei costi.

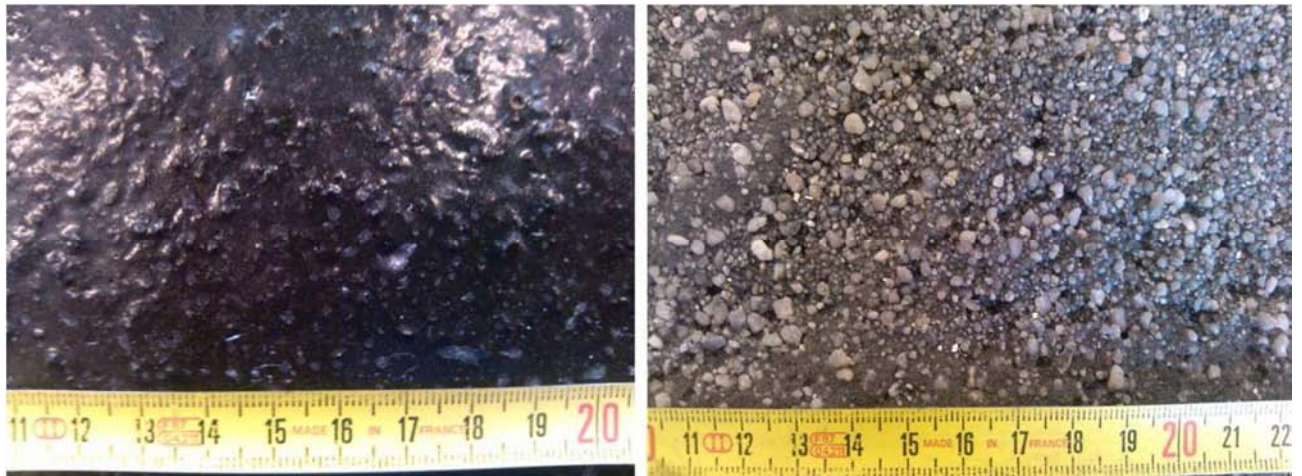


Figura 4.6 Esempi di pavimentazione realizzata con tecnica multiple layer (a sx) e premixed (a dx)



Figura 4.7 Esempio di pavimentazione realizzata con tecnica slurry

Caratteristiche superficiali: confronto tra multiple layer e premixed

A parità di legante e materiale di aggregato impiegato, la scelta della tecnica di posa del rivestimento carrabile ha un ruolo fondamentale sul risultato finale. Una sperimentazione (VALENTE 2013) interessante è stata svolta presso il Laboratorio Sperimentale di Strade dell'Università di Padova con lo scopo di caratterizzare prestazionalmente le diverse tecniche di posa per rivestimenti polimerici carrabili per impalcati da ponte e di confrontarle con le soluzioni più classiche in conglomerato bituminoso. La caratterizzazione è avvenuta mediante prove sperimentali di macrotessitura, skid superficiale, ormaiamento e adesione tra gli strati, su alcune ti-

pologie di rivestimenti polimerici sottili, diversificati in funzione della tecnica di posa (*multiple layer* e *premixed*) e della tipologia di aggregato impiegato. La fase successiva ha condotto ad un confronto dei risultati sperimentali trovati con quelli osservati nelle medesime prove effettuate su materiale bituminoso. Per l'esecuzione delle prove sono stati realizzati opportuni provini la cui composizione prevede un supporto in calcestruzzo, preparato e trattato, e uno strato di materiale a base di legante polimerico sovrapposto al supporto. Il numero di provini realizzati è stato sei, ciascuno caratterizzato da una particolare tecnica di posa e da una particolare miscela di aggregato. Sono state considerate due fusi di riferimento nella scelta degli aggregati da impiegare in quanto la tecnica di posa *premixed* ha richiesto differenti caratteristiche di curva granulometrica rispetto alla tecnica di posa *multiple layer*. Un rivestimento *premixed* necessita di una curva granulometrica continua e aggregati con pezzatura massima che si aggirano intorno ai 10mm circa; una stratigrafica *multiple layer*, invece, necessita di una curva granulometrica discontinua e aggregati di dimensione massime pari a circa 5mm. Per ogni tecnica di posa adottata, sono state impiegate tre differenti miscele a seconda del tipo di aggregato: una con sabbia di quarzo, una con scoria d'acciaieria e una con minerale.

Nel seguito si riportano le diverse curve granulometriche delle miscele di aggregato utilizzate (*Figura 4.8, Figura 4.9, Figura 4.10, Figura 4.11, Figura 4.12, Figura 4.13*).

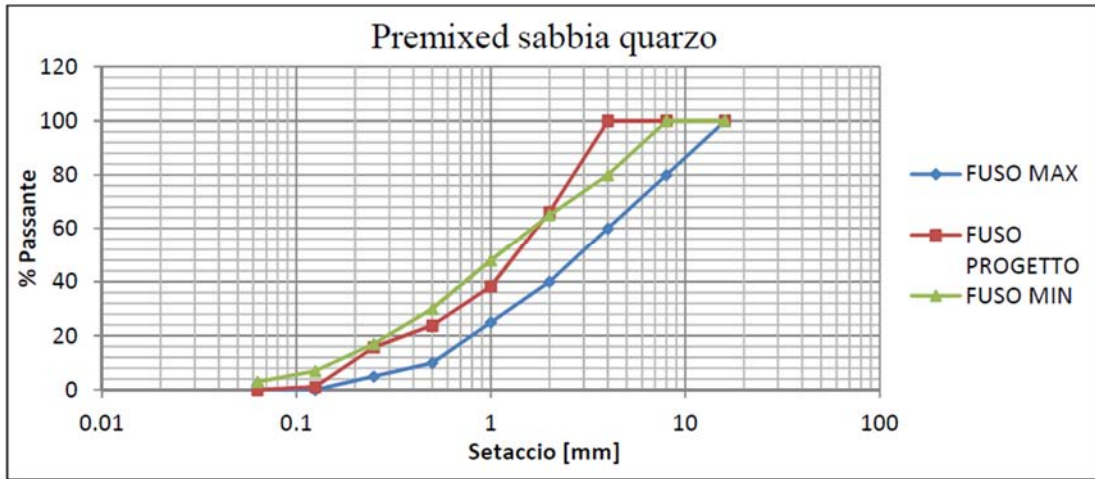


Figura 4.8 Curva granulometrica miscela con sabbia di quarzo e tecnica di posa premixed

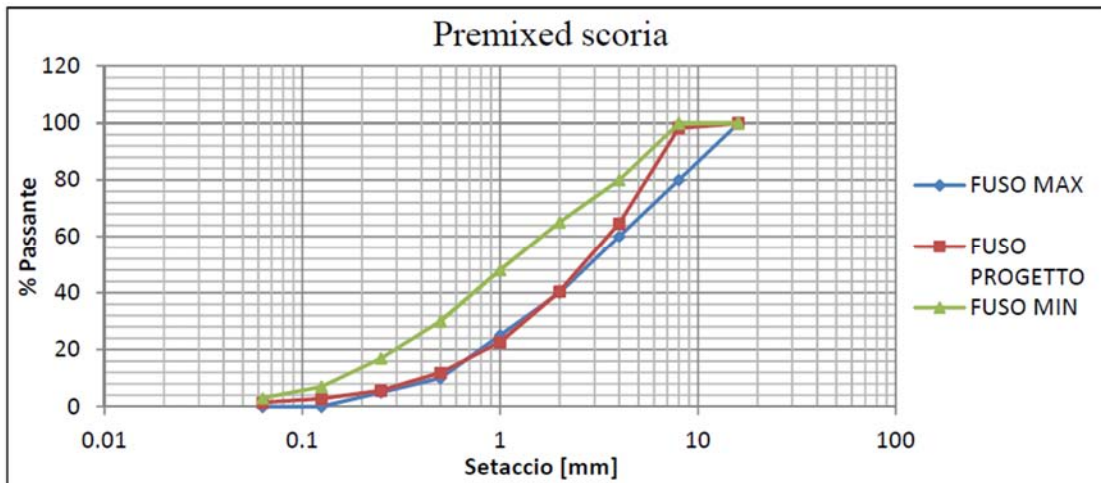


Figura 4.9 Curva granulometrica miscela con scoria d'acciaieria e tecnica di posa premixed

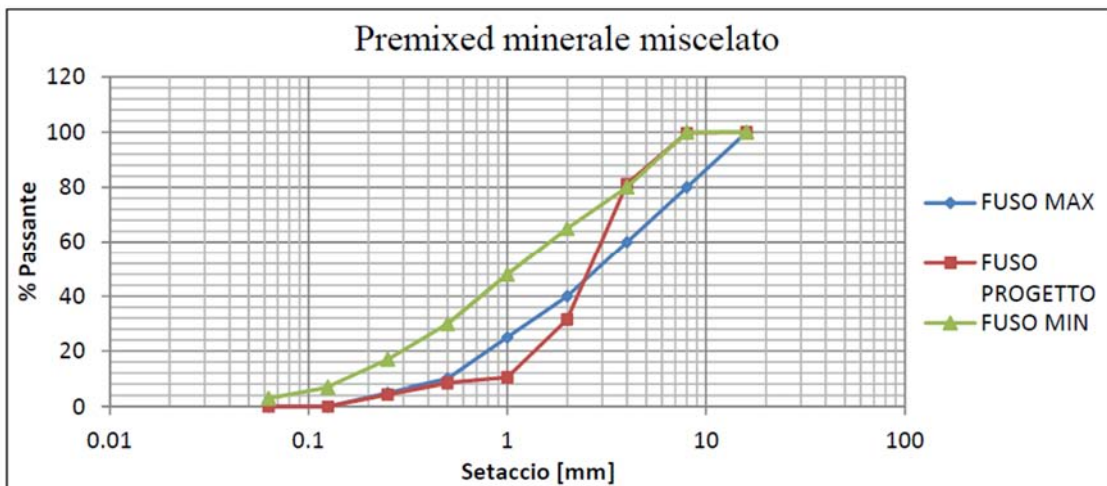


Figura 4.10 Curva granulometrica miscela con minerale e tecnica di posa premixed

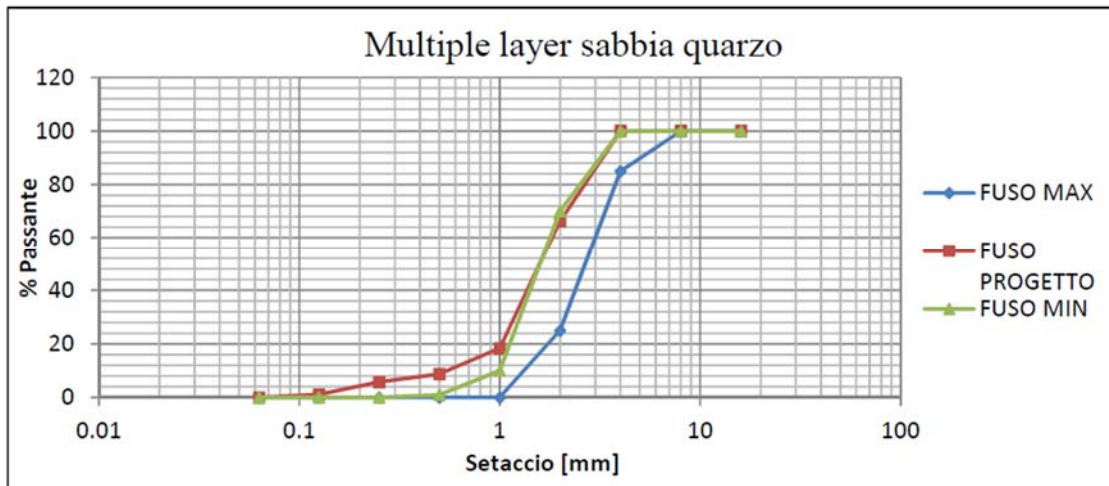


Figura 4.11 Curva granulometrica miscela con sabbia di quarzo e tecnica di posa multiple layer

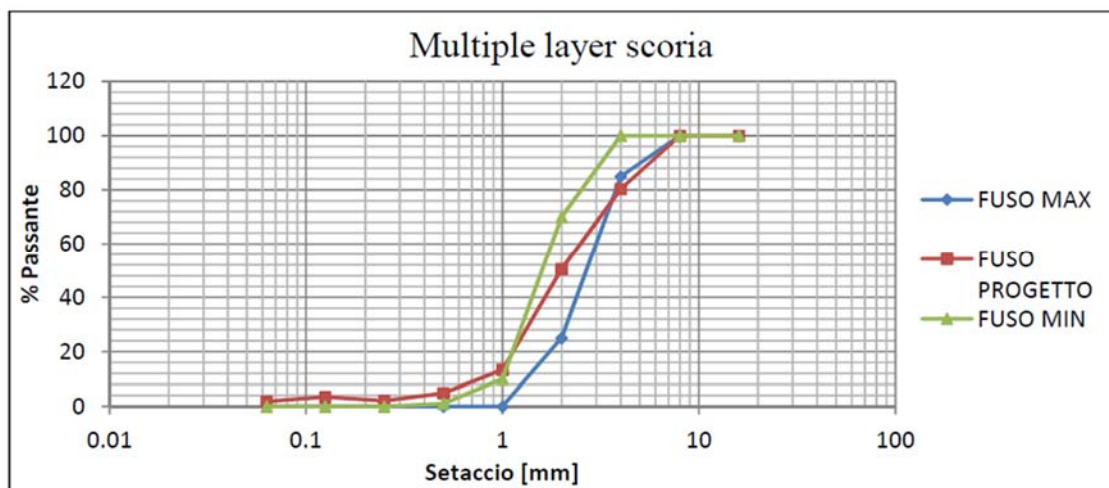


Figura 4.12 Curva granulometrica miscela con scoria d'acciaieria e tecnica di posa multiple layer

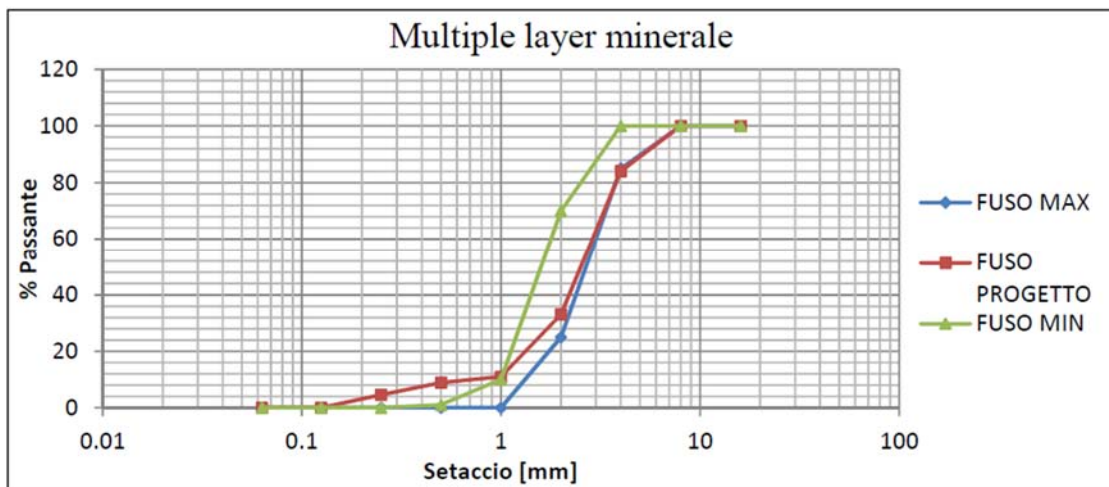


Figura 4.13 Curva granulometrica miscela con minerale e tecnica di posa multiple layer

Le curve granulometriche delle miscele di aggregato riportate sono state mescolate o stese (a seconda della tecnica di posa) con un legante di tipo epossidico, ottenuto dall'unione di una resina con un catalizzatore in proporzione 1.5 a 1.

Le pavimentazioni risultanti sono riportate nelle seguenti figure seguenti.

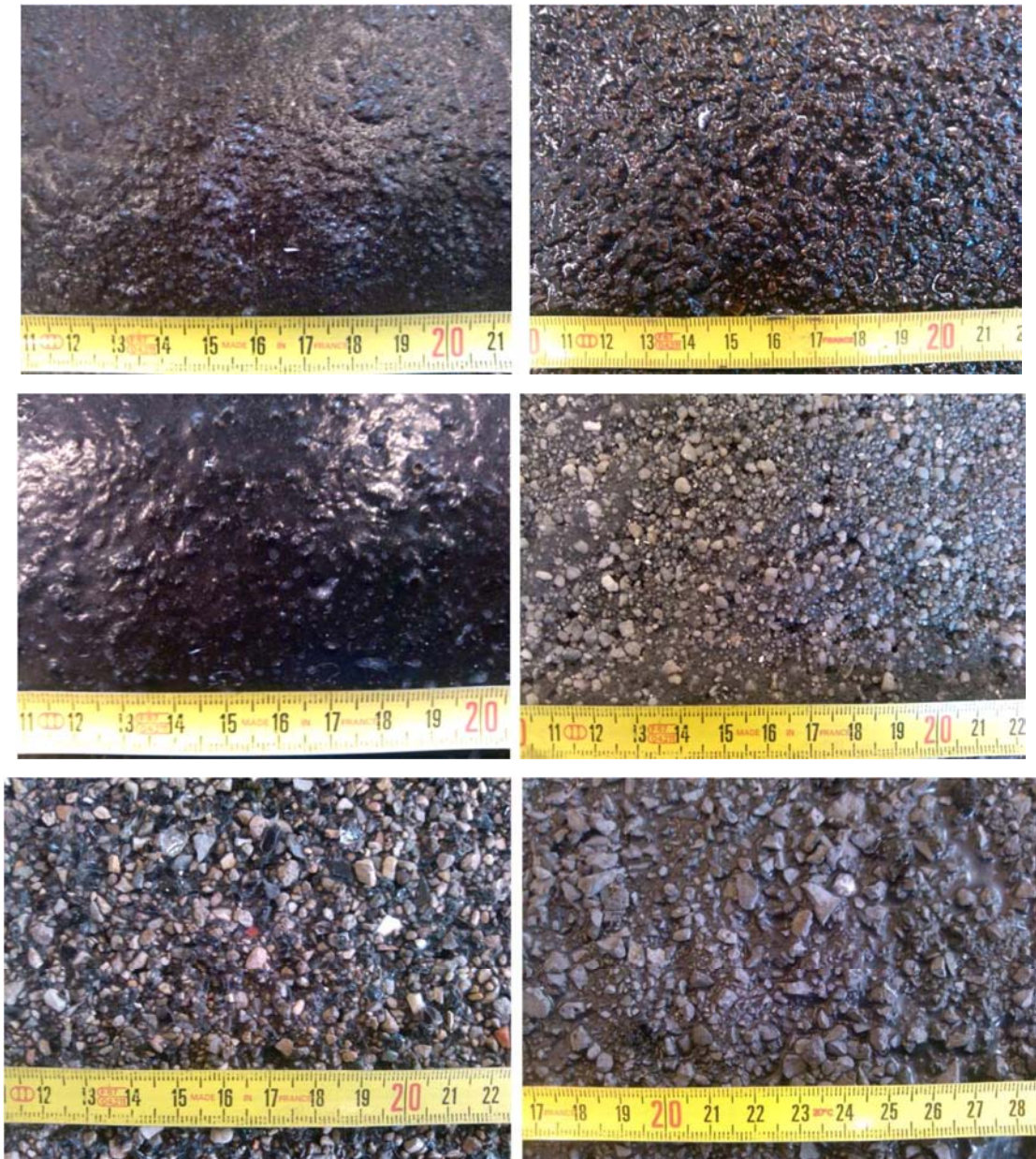


Figure 4.1 Pavimentazioni con le diverse miscele. In ordine orario, a partire dall'alto a sinistra: sabbia di quarzo premixed, scoria d'acciaieria premixed, calcare premixed, sabbia di quarzo multiple layer, scoria d'acciaieria multiple layer, minerale multiple layer.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle prove di macrotestitura (altezza in sabbia) secondo la normativa europea UNI EN 13036-1⁷ e di skid superficiale secondo la normativa europea UNI EN 13036-4⁸ su rivestimenti polimerici sottili e le successive rielaborazioni.

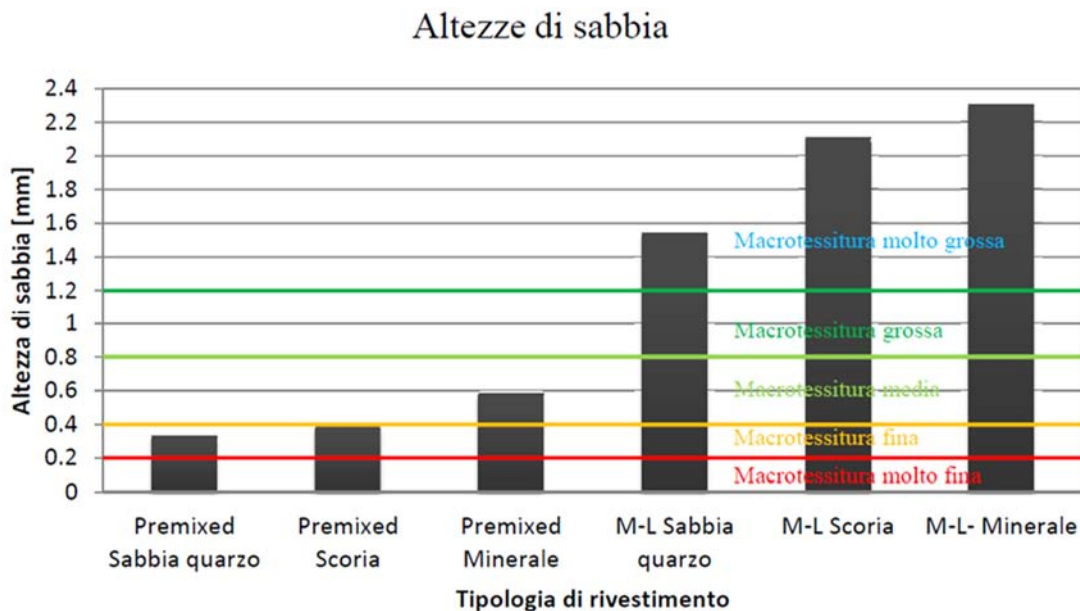


Figura 4.14 Prove di altezza in sabbia

⁷ La norma europea UNI EN 13036-1 specifica un metodo per la determinazione della profondità media della macrotestitura della superficie della pavimentazione mediante accurata applicazione di un volume noto di materiale sulla superficie e successiva misurazione dell'area totale coperta. La tecnica è progettata per fornire un valore di profondità medio della sola macrotestitura della pavimentazione ed è considerata insensibile alle caratteristiche di micro tessitura della pavimentazione. Questo metodo di prova è idoneo alle prove sul campo per la determinazione della profondità media della macrotestitura della superficie di una pavimentazione [...];

⁸ La norma europea UNI EN 13036-4 descrive un metodo per la determinazione dell'aderenza superficiale di pavimentazioni stradali ed aeroportuali, impiegando il braccio di un pendolo. Il metodo è applicabile in campo oppure in laboratorio [...]; la presente norma descrive un metodo per determinare lo scorrimento/resistenza di una superficie utilizzando un dispositivo che rimane fermo nella posizione di test. La resistenza allo scivolamento/slittamento viene misurata per mezzo di un cursore montato all'estremità di un braccio a pendolo. Il metodo fornisce una misura della proprietà di resistenza di una superficie o nel campo o in laboratorio [...].

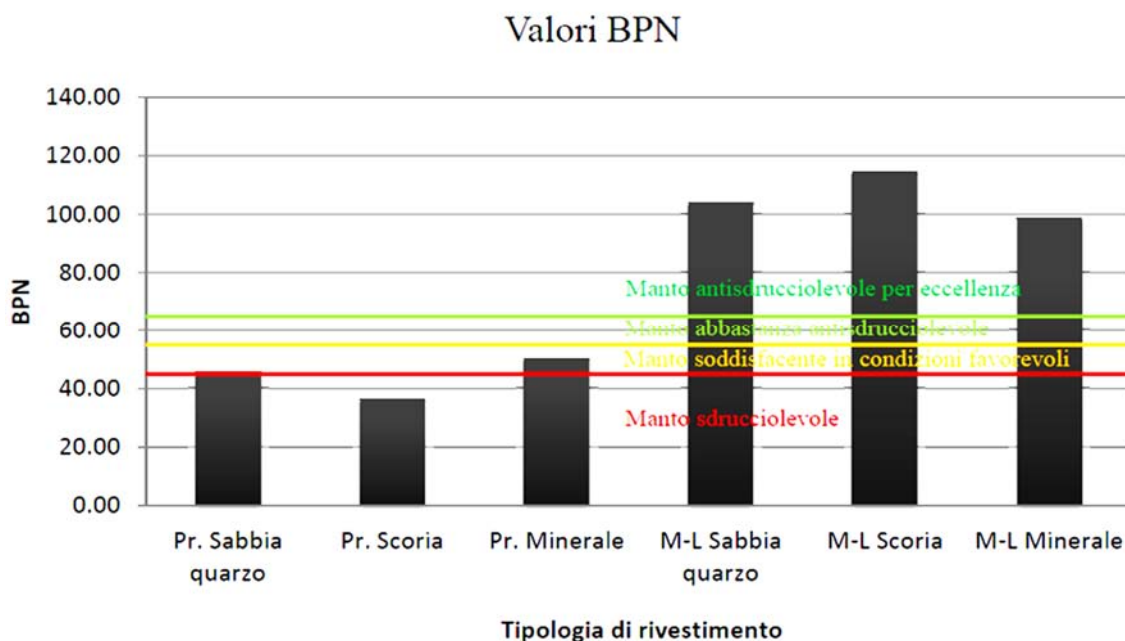


Figura 4.15 Prove di skid tester (B.P.N.)

Dai risultati ottenuti da questo studio, è possibile vedere come, a parità di tipologia di materiale e resina impiegata, la tecnica di posa influenzi la tessitura superficiale del rivestimento. In particolare con la tecnica multiple layer è possibile ottenere una macrotessitura più marcata, indipendentemente dall'aggregato impiegato, rispetto ad una posa con tecnica premixed. Analogo discorso può essere fatto considerando i risultati della prova di anti-skid sui campioni di pavimentazione studiati: le tecniche di posa influenzano notevolmente l'aderenza superficiale.

Le interessanti conclusioni a cui si è giunti dopo una prima sperimentazione effettuata in laboratorio, ha consentito di sviluppare ulteriore interesse nel campo delle impermeabilizzazioni carrabili di materiale polimerico. Per questi motivi è stata avviata e condotta a termine un'altra sperimentazione (MICHIELETTO 2013) svolta, anch'essa, presso il Laboratorio Sperimentale di Strade dell'Università di Padova con lo scopo di indagare le caratteristiche superficiali delle pavimentazioni al variare della curva granulometrica dell'aggregato, del tipo di legante e del rapporto tra le quantità, in peso, di legante e aggregato prendendo in esame due diverse tecniche di posa: *multiple layer* e *premixed*. In particolare è stata realizzata una soluzione denominata A per identificare una miscela di malta sintetica con tecnica di posa *premixed* composta da resina epossi-poliuretana e aggregato di differente provenienza: sabbia di quarzo, scoria d'acciaieria fina, scoria d'acciaieria grossa, calcare. A completamento dello studio, sono state realizzate altre due soluzioni per effettuare delle comparazioni tra i risultati: soluzione B costituita da un conglomerato bituminoso di tipo tradizionale con tecnica di posa *premixed* e soluzione C costituita da una

resina metacrilica e inerti di bauxite con tecnica di posa di tipo *multiple layer*. La soluzione A è caratterizzata da un rapporto variabile di legante e aggregato nelle quantità: 100%, 75%, 50% del peso iniziale del legante. Lo studio prevedeva, tra le varie indagini condotte, di effettuare la prova di aderenza mediante lo skid-tester in conformità con la normativa europea UNI EN 13036-4 sulle tre diverse soluzioni: A, B, C. I risultati della soluzione A evidenziano come i valori del B.P.N. siano influenzati dalla tipologia di aggregato e dal rapporto, in peso, tra le quantità di legante e aggregato presenti in miscela. Al diminuire di tale rapporto, infatti, la superficie della pavimentazione presenta un manto in grado di offrire una superiore aderenza. A parità di rapporto tra legante e aggregato, i risultati dimostrano che le miscele aventi aggregati con pezzature più grosse riescano a conferire caratteristiche di aderenza superiori rispetto a quelle caratterizzate da aggregato più fine. I valori di B.P.N. risultano via via superiori nel passare dalla sabbia di quarzo, alla scoria, al calcare.

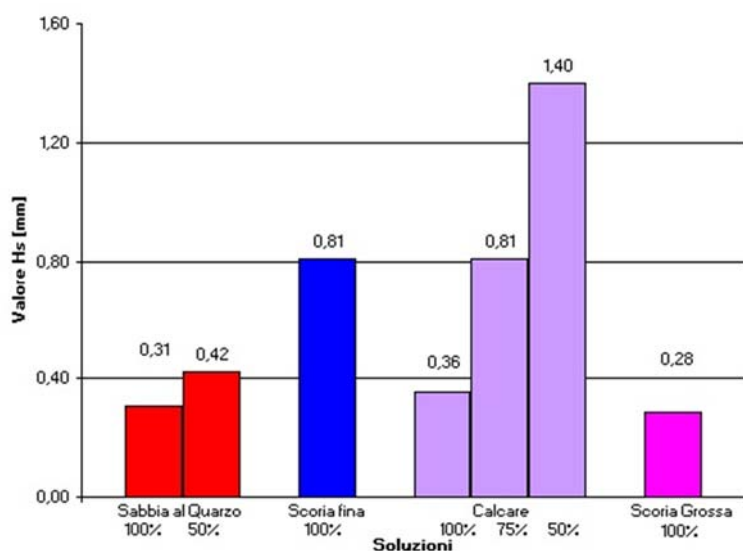


Figura 4.16 Confronto prova B.P.N. soluzione A

In modo analogo, si confrontano le soluzioni A, B, C per quanto riguarda la prova di aderenza. Confrontando le soluzioni A con i risultati della prova eseguiti sui provini confezionati con soluzione B e C, possiamo osservare come, ad esclusione delle superfici della soluzione A con legante 100%, tutti i provini manifestano ottime caratteristiche antisdrucchiolo.

Dai risultati osservati nelle due sperimentazioni è possibile notare che, riducendo la percentuale di legante entro valori accettabili e aumentando le dimensioni dell'aggregato, il divario prestazionale tra le tecniche di posa *premixed* e *multiple layer*, per quanto concerne le caratteristiche superficiali che influenzano l'aderenza, diminuisce in favore della tecnica *premixed*.

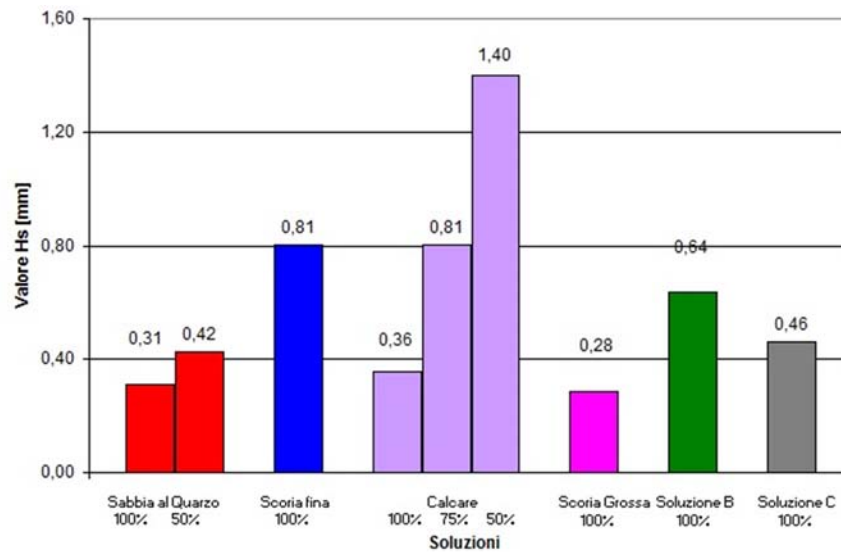


Figura 4.17 Confronto prova B.P.N. soluzioni A, B, C

4.5.4 Durabilità

Decadimento delle caratteristiche superficiali

Il decadimento delle caratteristiche superficiali dell'impermeabilizzazione carrabile in materiale polimerico è dovuto al transito veicolare interessante il ponte. Il passaggio ripetuto dei veicoli, le manovre, le forze di accelerazione, di decelerazione e di sterzata comportano attriti tra gli pneumatici dei mezzi di trasporto e l'aggregato che compone la micro/macro tessitura della pavimentazione riducendone nel tempo le asperità. Questo fenomeno può assumere importanza superiore se gli aggregati presenti in miscela risultano avere una non sufficiente resistenza all'attrito o inadeguate caratteristiche meccaniche. Per tali motivi, è opportuno utilizzare aggregati di pregio aventi caratteristiche meccaniche idonee a sopportare le sollecitazioni prodotte dal passaggio di traffico veicolare, in analogia con quanto avviene per i manti d'usura in conglomerato bituminoso. Nel periodo invernale l'utilizzo di catene sugli pneumatici di alcuni veicoli, sali disgelanti e mezzi spazzaneve, comporta ulteriori decadimenti delle caratteristiche superficiali andando a ridurre ulteriormente la vita utile della struttura. A seconda dello stato in cui si presenta una pavimentazione, si può decidere di effettuare un intervento di rimozione totale della vecchia pavimentazione e successiva stesura della nuova oppure della scarifica del solo strato superficiale degradato con successiva realizzazione di uno nuovo.

Distacco del rivestimento

Il distacco del rivestimento dal suo supporto può essere causato da molteplici fattori. Tra i più importanti, si vuole ricordare l'inadeguata preparazione del piano di posa o l'aver concesso un lasso di tempo eccessivamente lungo tra la preparazione del supporto e la successiva stesura del rivestimento. Questi possono essere causa di deposito o formazione di agenti estranei, talvolta aggressivi, con conseguente inefficace adesione tra supporto e rivestimento e inaccettabili distacchi di materiale. Un altro fattore da considerare al fine di non avere prematuri e indesiderati distacchi del rivestimento è la compatibilità chimica e termica tra i materiali che compongono gli strati in adesione. L'incompatibilità chimica comporta una non duratura adesione tra i due materiali; quella termica, dovuta a diversi coefficienti di dilatazione dei materiali al variare della temperatura di esercizio, comporta stati tensionali differenziali all'interfaccia con conseguente fessurazione di uno o più elementi. Risulta pertanto necessaria, in sede di progetto, la preventiva valutazione delle proprietà dei materiali al fine di scongiurare spiacevoli distacchi del rivestimento e conseguente inefficacia dell'intervento.

5 DANNEGGIAMENTO DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI PER FATICA

La fatica è un fenomeno meccanico che interessa materiali sottoposti a carichi ripetuti ciclicamente di entità costante o variabile nel tempo. Il fallimento prestazionale del materiale causato da fatica si manifesta per intensità di carico sensibilmente inferiore a quello di rottura statica.

5.1 Introduzione

I primi studi riguardanti la fatica avvennero nella metà dell'ottocento per indagare i motivi di fallimento di manufatti metallici per sollecitazioni inferiori alla propria resistenza massima. Nel 1837, infatti, Wilhelm Albert, mineralogista e inventore tedesco, pubblicò il primo articolo scientifico stabilendo una correlazione tra carichi applicati e durata nel tempo di catene metalliche per impiego minerario. Il termine fatica venne introdotto per la prima volta due anni più tardi dall'ingegnere e matematico francese Jean-Victor Poncelet nel libro intitolato "Introduction à la Mécanique Industrielle Physique ou Expérimentale" in cui constatò che delle molle metalliche sollecitate da una forza ciclica inferiore alla loro resistenza massima, si rompevano. Il maggior impulso iniziale allo studio dei fenomeni di rottura per fatica venne dall'ingegnere tedesco August Wöhler, il quale decise di indagare il problema in modo sistematico. Egli riscontrò molteplici incidenti ferroviari per cedimenti di assali in acciaio sebbene fossero dimensionati staticamente con abbondanti coefficienti di sicurezza. Decise di costruire una macchina che riproduceva le condizioni di sollecitazione degli assali ferroviari durante l'esercizio e dai risultati sperimentali ottenuti definì delle curve di durabilità del materiale universalmente riconosciute come curve di Wöhler. Un ulteriore sviluppo dei suoi studi fu l'individuazione e la definizione di *limite di fatica*, ovvero uno stato tensionale limite che se non superato consente al materiale metallico una durata illimitata a fatica.

Per quanto concerne lo studio della vita a fatica delle sovrastrutture stradali in conglomerato bituminoso, le prime ricerche sono state condotte negli anni '60. Per indagare il comportamento a fatica del materiale in laboratorio, sono stati realizzati provini con differenti geometrie, modalità di applicazione del carico e condizioni di vincolo. Tra tutti, il test a flessione semplice è quello che ha dato maggiori garanzie di attendibilità e che inevitabilmente ha avuto maggior diffusione. Durante questa prova si realizza uno stato di tensione prevalentemente monoassiale che sollecita a trazione (trazione per flessione) il provino e che rappresenta sufficientemente bene il danneggiamento della pavimentazione per effetto dei carichi applicati dal traffico che si origina nella parte inferiore dello strato in conglomerato bituminoso. Negli ultimi anni, lo studio del comportamento a fatica delle pavimentazioni stradali si sta indirizzando verso tecniche di analisi mediante elaborazione di immagini digitali al calcolatore. Queste tecniche permettono di monitorare istantaneamente l'insorgere e la crescita delle fratture nel provino durante le prova di fatica in laboratorio.

5.2 Fatica nelle pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso

Una delle prime definizioni di *fatica* associate alle pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso fu data da P. S. Pell nel 1962: “accumulo di danno dovuto all'applicazione di carichi ripetuti”. Successivamente, nel 1969, Carl L. Monismith, attuale professore presso l'Università della California a Berkley, ne diede una più accurata: “fenomeno di fessurazione del materiale soggetto a tensioni cicliche o ripetute aventi un valore massimo in genere inferiore alla resistenza a trazione del materiale stesso”. I pionieri dello studio del fenomeno della fatica di pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso sono i già citati P. S. Pell e Carl L. Monismith ma anche T. Doan e W. Van Dijk.

Il danneggiamento per fatica in una pavimentazione stradale si manifesta nel lungo periodo in seguito all'applicazione ripetuta di carichi derivanti principalmente dal passaggio di traffico veicolare. Questo, nelle pavimentazioni in conglomerato bituminoso, si traduce nella formazione e successivo accrescimento di fratture locali con conseguente decadimento delle proprietà meccaniche della sovrastruttura stradale e impossibilità di adempiere ai compiti per la quale è stata progettata. Concorrono ad accelerare il processo di degrado della pavimentazione e quindi contribuiscono ad un peggioramento del comportamento a fatica del materiale le variazioni cicliche di temperatura a cui è usualmente sottoposta una pavimentazione. Il gradiente termico stagionale induce dilatazioni e contrazioni del materiale che, se contrastate, comportano la nascita di stati tensionali interni aggiuntivi. Inoltre, il gradiente termico giornaliero può causare movimenti dif-

ferenziali tra i diversi strati con conseguente nascita di ulteriori stati di coazione. Altri fattori responsabili di un peggioramento delle prestazioni a fatica della pavimentazione in conglomerato bituminoso sono: il deterioramento chimico del bitume nel tempo ed eventuali errori nelle procedure di realizzazione e posa in opera del materiale.

Il fenomeno della fatica nei conglomerati bituminosi risulta fortemente condizionato anche dalla composizione della miscela bituminosa. Rivestono, infatti, un ruolo fondamentale nel comportamento a fatica la tipologia e la quantità di legante bituminoso, la tipologia e la forma degli aggregati, il contenuto dei vuoti della miscela. Per quanto concerne il bitume si ritiene che ci sia un incremento della vita a fatica della struttura adottando un bitume modificato con polimeri elastomeri e aumentando il quantitativo di bitume in quanto conferiscono maggior elasticità al conglomerato. Tuttavia esiste un limite superiore al quantitativo di bitume poiché un eccesso dello stesso comporterebbe eccessivi ormaimenti. Il giusto compromesso viene chiamato in letteratura *quantitativo ottimo di bitume*. La tipologia di aggregato influisce sul fenomeno della fatica dal momento che per avere un buon comportamento complessivo deve manifestarsi un'ottima affinità chimica tra aggregato e bitume. L'aggregato dovrà essere basico per legarsi con il bitume acido. Non si hanno riscontri di influenza diretta tra forma dell'aggregato e comportamento a fatica sebbene si sia evidenziata una relazione tra forma e compattazione del conglomerato. Una miglior compattazione del conglomerato assicura un miglior comportamento a fatica della struttura. Infine, si deve ricercare una miscela che abbia il giusto quantitativo di vuoti (attorno al 4%): un basso contenuto di vuoti migliora il comportamento a fatica ma un'eccessiva riduzione del quantitativo lo peggiora.

Alcuni ricercatori ritengono che la miglior soluzione per contrastare il decadimento prestazionale dovuto a fatica di pavimentazioni di spessore elevato (almeno 150 mm) sia quella di confezionare un conglomerato bituminoso compatto, resistente e rigido. In pavimentazioni sottili (circa 50 mm) suggeriscono, invece, di adottare un conglomerato bituminoso non troppo rigido al fine di ottenere un comportamento più deformabile della struttura sotto il carico dettato dal passaggio di veicoli.

In generale, il danneggiamento per fatica si compone di due fasi principali: l'*innesco* e la *propagazione* delle fratture. La fase di *innesco* consiste nella formazione di microfratture locali che portano ad una diminuzione generale della rigidità del materiale mentre la *propagazione* è la fase in cui, per coalescenza, le microfratture diventano macrofratture. I meccanismi di innesco della frattura nelle pavimentazioni in conglomerato bituminoso sono schematizzabili secondo due tipologie: *bottom-up* e *top-down*. Il *bottom-up* è lo schema secondo il quale le fratture nascono alla base della pavimentazione in conglomerato bituminoso (nella zona di interfaccia tra lo

strato di base e lo strato di fondazione) per poi propagarsi verso la superficie. Il passaggio dei veicoli comporta una ripetuta sollecitazione flessionale della pavimentazione (trazione nelle fibre inferiori, compressione in quelle superiori) che nel tempo sfocia in una microfrattura per trazione nella parte inferiore. La sezione si parzializza e l'area resistente diminuisce. In breve tempo le microfratture per coalescenza diventano macrofratture e si propagano verso la superficie con successiva diminuzione della rigidità complessiva della pavimentazione.

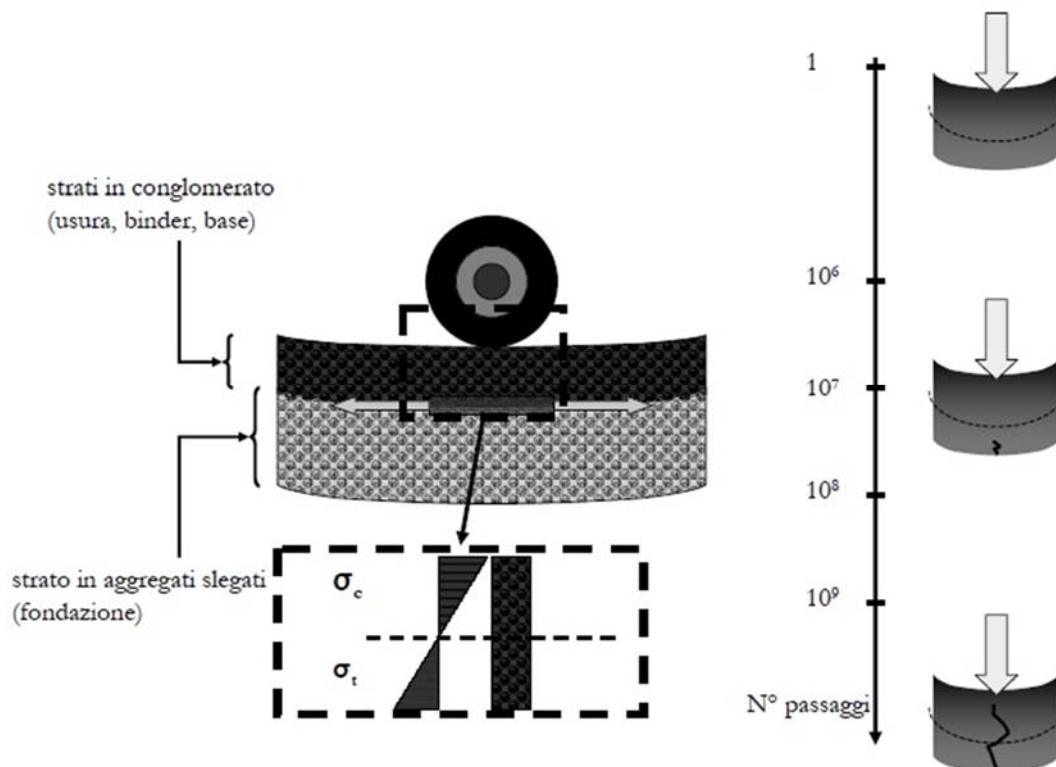


Figura 5.1 Meccanismo di innesco della frattura di tipo Bottom-Up

Il *top-down* è lo schermo secondo il quale le fratture nascono sulla superficie della pavimentazione di conglomerato bituminoso per poi propagarsi verso la base. Il passaggio dei veicoli comporta un continuo punzonamento della lastra inducendo uno stato di sollecitazione di compressione al di sotto del sentiero di rotolamento dello pneumatico. Ai lati del sentiero di rotolamento si ha, quindi, uno stato tensionale di trazione che può sfociare in microfratturazione per effetto di applicazione ripetuta dei carichi. Tali microfratture per coalescenza diventano macrofratture e si propagano verso gli strati inferiori.

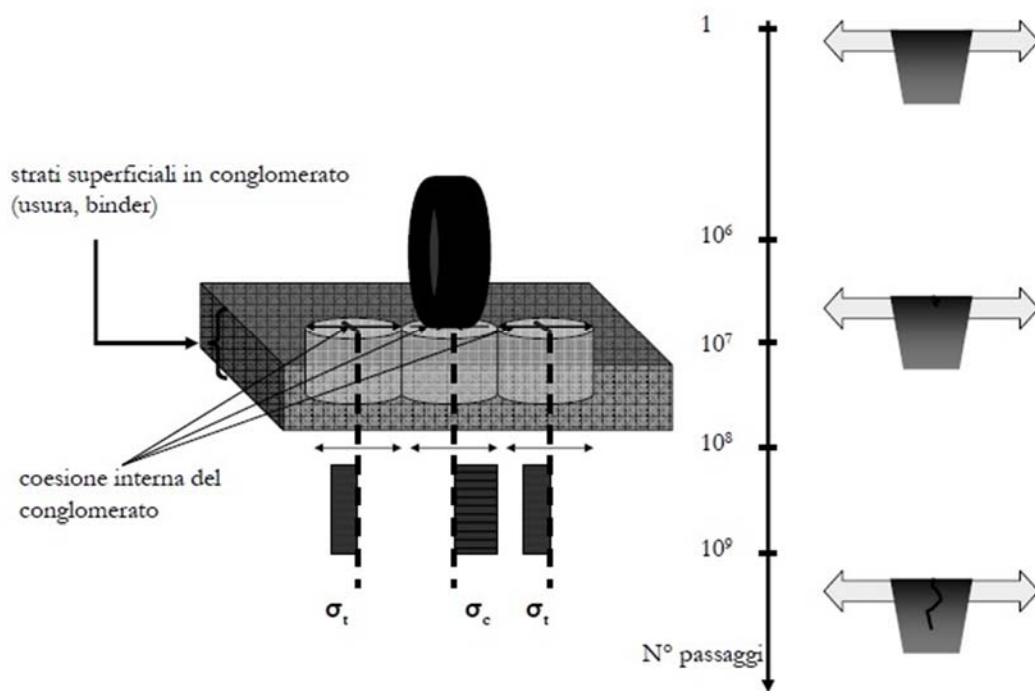


Figura 5.2 Meccanismo di innesco della frattura di tipo Top-Down

5.3 Studio della fatica in laboratorio per conglomerati bituminosi

Lo scopo di un laboratorio è quello di eseguire prove sperimentali al fine di individuare opportuni indicatori che possano caratterizzare prestazionalmente un materiale cercando di ricostruire nel modo più fedele possibile le condizioni a cui sarà sottoposto nella realtà. Il comportamento a fatica di un conglomerato bituminoso risulta difficile da prevedere con esattezza dal momento che sono numerose le variabili indipendenti o fortemente correlate tra loro che concorrono al danneggiamento complessivo e che lo rendono incerto. In laboratorio non è possibile realizzare prove che tengano in considerazione di tutte le variabili presenti nella realtà, pertanto si cerca di individuare e isolare i fattori che maggiormente influenzano il comportamento del materiale. Pertanto, a seconda delle condizioni che si vogliono ricreare, risulterà più opportuna una tipologia di prova piuttosto che un'altra.

Per fare un esempio, una delle maggiori incertezze riguarda la zona di innesco della frattura. In alcune pavimentazioni la frattura si innesca alla base della pavimentazione per poi propagarsi verso gli strati superficiali (*bottom-up*); in altre, la frattura si innesca nella superficie della pavimentazione per poi propagarsi lungo gli strati inferiori (*top-down*). Nei meccanismi di innesco della frattura di tipo *bottom-up* è più indicata una prova di laboratorio che solleciti a flessione un travetto prismatico in modo tale da innescare la fessurazione nella zona inferiore. Nei meccani-

smi di innesco della frattura di tipo *top-down* è più indicata una prova di laboratorio a trazione indiretta su provini cilindrici in modo da innescare la frattura nel piano diametrale ortogonale a quello di caricamento.

È doveroso ricordare che, sebbene in laboratorio vengano pensate accuratamente le prove sperimentali da realizzare ponderando con grande attenzione i parametri da inserire, le reali condizioni di carico di una pavimentazione (traffico veicolare e contesto ambientale) appaiano molto più complesse e incerte del calcolo matematico di un indicatore sperimentale di fallimento prestazionale. Tuttavia, ad oggi, i test di fatica condotti in laboratorio sono l'unico metodo ragionevolmente razionale per valutare la vita utile del materiale rispetto alla fratturazione a fatica.

5.3.1 Tipologia di prove a fatica

La Normativa Europea (recepita anche in Italia) UNI EN 12697-24 classifica e descrive i test di fatica in base alla configurazione di prova assunta:

- Prova flessionale su due punti su provini di forma prismatica;
- Prova flessionale su tre punti su provini di forma prismatica;
- Prova flessionale su quattro punti su provini di forma prismatica;
- Prova di trazione indiretta su provini di forma cilindrica;
- Prova di trazione-compressione su provini di forma cilindrica.

Come precedentemente descritto, ogni prova simula un ben preciso comportamento del materiale e rappresenta differenti condizioni che si riscontrano nella realtà. In linea generale non esiste una prova che sia migliore delle altre in termini assoluti ma certamente esiste una prova che simula meglio delle altre determinate prestazioni.

È possibile raggruppare le prove in due categorie: flessionali e a trazione indiretta. Le prove flessionali sono più idonee allo studio dell'effetto del passaggio ripetuto di veicoli sulla pavimentazione considerando lo stato tenso-deformativo che sussiste al di sotto del sentiero di rotolamento degli pneumatici. Le prove a trazione indiretta sono invece più idonee per valutare l'effetto del passaggio ripetuto di veicoli sulla pavimentazione considerando, però, lo stato tenso-deformativo presente ai lati del sentiero di rotolamento degli pneumatici. Inoltre le prove a trazione indiretta possono rappresentare bene anche il comportamento reale del materiale in termini di coazioni termiche.

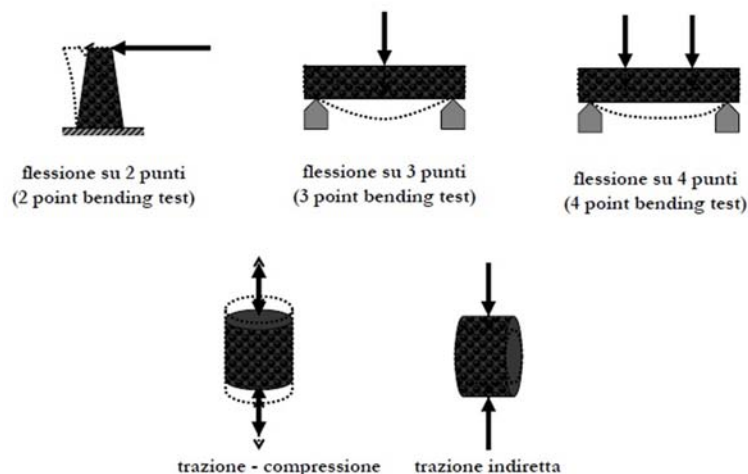


Figura 5.3 Modalità di prova per le prove di fatica previste dal protocollo europeo UNI EN 12697-24

I test di fatica previsti da tale normativa sono analoghi alle prove previste dal protocollo Europeo UNI EN 12697-26 per ottenere i moduli di rigidezza di provini in conglomerato bituminoso. L'analogia consiste nella modalità di esecuzione della prova. La differenza, invece, risiede nel numero di cicli da compiere per trovare i risultati: un numero limitato di cicli di carico per il calcolo del modulo di rigidezza, un numero elevato di cicli di carico per giungere alla rottura per fatica.

I test di fatica possono essere omogenei o non omogenei a seconda che le tensioni e le deformazioni siano le stesse in ogni punto del provino o non lo siano. Le prove recepite dalla Normativa UNI EN 12697-24 sono tutte prove di tipo non omogeneo.

5.3.2 Modalità di esecuzione delle prove a fatica

I test di fatica condotti in laboratorio in conformità alla normativa UNI EN 12697-24 possono essere eseguiti secondo due modalità di controllo: tensione imposta o deformazione imposta.

Nella modalità a *controllo di tensione* viene fissato il carico da applicare al provino che rimarrà costante durante l'esecuzione della prova. In output si registrano gli spostamenti osservati mediante i sensori del macchinario. Nella prova a controllo di tensione, all'aumentare del numero di cicli di carico, gli spostamenti rilevati si fanno via via più importanti in quanto nel tempo il provino diminuisce la propria rigidezza.

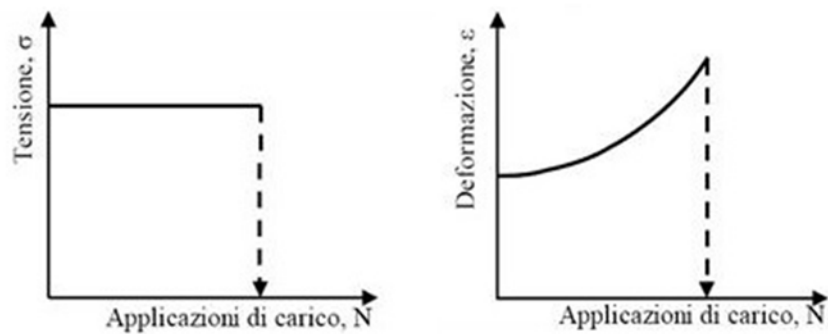


Figura 5.4 Modalità di esecuzione delle prove a fatica con il controllo di tensione

Nella modalità a *controllo di deformazione* viene impostata la deformazione a cui verrà spinto il provino ad ogni ciclo di carico. In output si registrano i carichi necessari per ottenere quella deformazione. Nella prova a controllo di deformazione, all'aumentare del numero di cicli, il carico richiesto per spingere il provino ad una data deformazione si fa via via meno importante in quanto nel tempo il provino diminuisce la propria rigidità.

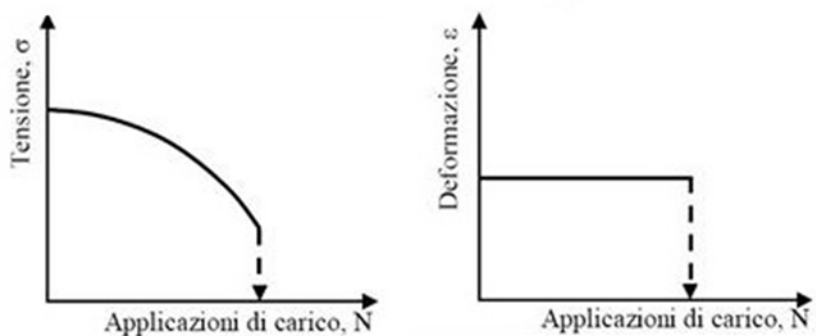


Figura 5.5 Modalità di esecuzione delle prove a fatica con il controllo di deformazione

La modalità di prova a controllo di tensione è maggiormente impiegata poiché riproduce le reali condizioni di applicazione del carico nella pavimentazione ed è la modalità da cui vengono dedotte le leggi di vita a fatica. Queste prove sono caratterizzate da una rapida propagazione della frattura, quindi la rottura avviene rapidamente dopo l'innescò della prima fessura. Nei test a controllo di deformazione invece, l'innescò della fessura è seguito da una lunga fase di propagazione in cui la tensione diminuisce nell'apice della fessura con un minor tasso di danneggiamento. I test di fatica a controllo di tensione, solitamente, vengono associati alla valutazione di miscele poste in pavimentazioni di notevole spessore dove l'alta rigidità è il parametro fondamen-

tale, così più alta è la rigidità e più alta dovrebbe essere la vita a fatica prevista della pavimentazione. In questo contesto, una pavimentazione spessa è definita come uno o più strati con spessore minimo di 150mm. Una pavimentazione sottile è caratterizzata da uno spessore inferiore a 50mm e, solitamente, viene studiata con test flessionali in controllo di deformazione. Questo è dovuto al fatto che la risposta di uno strato sottile ai carichi applicati dipende dal tipo di sottofondo e la durata sarà maggiore se quest'ultimo sarà capace di recuperare le deformazioni dopo lo scarico. Quindi un materiale con buona elasticità, ma non necessariamente troppo rigido dovrebbe dare migliori prestazioni in questa modalità di prova.

5.3.3 Modalità di caricamento dei provini

I provini sono sottoposti ad onde di carico (e scarico) che possono differire tra loro per forma e continuità. L'onda di carico può essere:

- Quadrata;
- Triangolare;
- Sinusoidale;
- Semi-sinusoidale (carico sinusoidale e scarico lineare).

In letteratura viene data notevole importanza alla forma dell'onda di carico poiché la si ritiene responsabile della quantità di energia immessa nel sistema ad ogni ciclo. In particolare, maggiore è l'area sottesa dall'onda di carico maggiore sarà l'energia immessa e minore risulterà la vita a fatica del provino. Per tale motivo l'onda di forma quadrata, rispetto a quella sinusoidale, porta ad una rottura più rapida del provino mentre quella triangolare è quella che tra tutte agisce in modo meno incisivo.

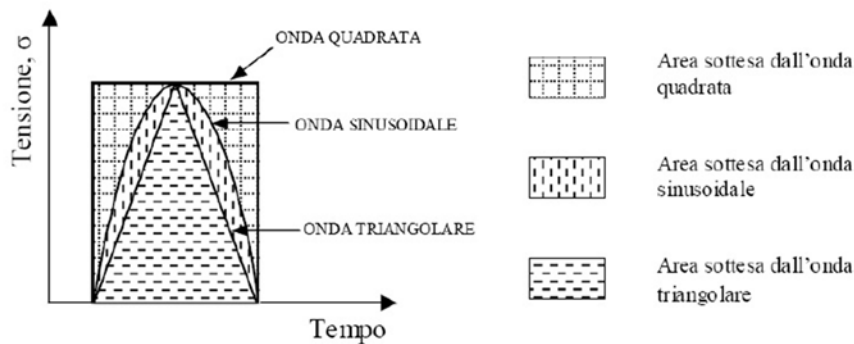


Figura 5.6 Energia immessa nel sistema ad ogni ciclo per le diverse onde di carico

Per continuità o discontinuità dell'onda di carico si intende se, rispettivamente, non viene o viene inserito un periodo di riposo al provino, durante il quale, risulta essere scarico. Un'onda di carico con un periodo di riposo allunga la vita a fatica del provino. Il periodo di riposo ricalca le modalità di applicazione del carico in una pavimentazione reale in quanto il passaggio di veicoli successivi avviene con un certo intervallo temporale.

5.3.4 Tipologie di approccio allo studio della fatica

I risultati ottenuti dalle prove di fatica su conglomerati bituminosi svolte in laboratorio possono essere interpretati in modo differente:

- Approccio alla fatica fenomenologico (approccio tradizionale);
- Approccio alla fatica in termini di danno;
- Approccio alla fatica energetico.

Di questi approcci, il più utilizzato risulta essere quello fenomenologico. Questa metodologia di analisi dei risultati delle prove di fatica sul conglomerato bituminoso è stata la prima ad essere impiegata dal momento che deriva da studi passati condotti su materiali metallici. La prescrizione di tale procedura nella normativa UNI EN 12697-26 ha contribuito alla larga diffusione dell'approccio tradizionale a livello europeo. Tuttavia, gruppi di ricercatori si sono mossi per studiare approcci alternativi a quello tradizionale in quanto la metodologia classica non consente di ottenere univocità di risultati delle prove. I risultati, infatti, differiscono tra loro, principalmente, per la metodologia di carico della prova sperimentale: controllo di tensione o controllo di deformazione. Già nel 1973, P. S. Pell, scrisse alcune considerazioni circa le variabili che influenzano la vita a fatica con approccio tradizionale. Tra tutte, la rigidità sembra giocare un ruolo fondamentale. Nelle prove condotte in quegli anni si registra che, in controllo di tensione le cur-

ve di fatica ottenute ci illustrano come la maggior rigidità del materiale abbia un beneficio in termini di durabilità del materiale sotto cicli di carico ripetuti; in controllo di deformazione, invece, è la minor rigidità che sembra portare benefici. L'autore degli studi attribuisce alle differenti modalità di innesco e propagazione delle fratture la responsabilità di questi contrastanti risultati. Inoltre, la caratterizzazione prestazionale del comportamento a fatica di un materiale studiato in laboratorio analizzato secondo un approccio di tipo tradizionale risulta, in alcuni casi, non corrispondente ai riscontri reali che si ottengono in opera a parità di condizioni. Per questi motivi, il metodo tradizionale sembrerebbe risultare non idoneo alla valutazione prestazionale di miscele per la realizzazione di sovrastrutture stradali in conglomerato bituminoso in quanto l'eterogeneità dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali comporta un'aleatorietà di comportamento del materiale con conseguente minor affidabilità della progettazione. Al fine di svincolarsi dalle problematiche che l'approccio tradizionale si trascina, negli anni sono stati ricercati altri approcci. Tra tutti, assumono notevole importanza l'approccio in termini di danno e l'approccio di tipo energetico. I primi studi di una relazione di danneggiamento (accumulo di danno) tra la fatica e il conglomerato bituminoso risalgono agli anni '70. In quegli anni viene rispolverata una relazione proposta nel 1945 da Miner per descrivere il danneggiamento di materiali metallici per vari livelli di caricamento e adattata da Di Benedetto per materiali in conglomerato bituminoso. Sebbene tale legge non fosse nata per un materiale viscoelastico come il conglomerato bituminoso, è stata largamente adottata per via della sua semplicità. I primi studi di una relazione energetica tra la fatica e il conglomerato bituminoso risalgono al 1972 e sono da attribuirsi a Chotom, Valayer e Van Dijk. Negli anni è poi stata rivisitata da numerosi altri studiosi che ne hanno dato un nuovo aspetto: Hopman (1989), Rowe (1993), Pronk (1995). È necessario ricordare che ogni interpretazione dei risultati porta con sé aspetti positivi e aspetti negativi.

5.3.5 Approccio alla fatica fenomenologico

L'approccio alla fatica tradizionale viene comunemente chiamato fenomenologico o *S-N* (Stress-Numero di cicli di carico) e considera come vita a fatica di un provino il numero di cicli di carico che portano a rottura il materiale per determinati livelli di tensione o di deformazione. Per ogni provino di materiale viene condotta una prova sperimentale di fatica al fine di registrare la variazione della propria rigidità, espressa attraverso il Modulo Complesso E^* [MPa], al variare del numero di cicli di carico N . Il grafico che si ottiene evidenzia tre fasi distinte del fenomeno di fatica. La prima fase è caratterizzata da un decadimento del modulo repentino all'aumentare del numero di cicli di carico mentre nella seconda fase la variazione del modulo

risulta sempre negativa ma costante. È durante questa fase che si estrapola il coefficiente angolare a fini interpretativi. Quando il modulo complesso riprende a decrescere repentinamente allora si entra nella successiva e ultima fase che accompagnerà il provino alla rottura. Alle prime due fasi si può associare il fenomeno della formazione delle microfrazture che degradano la miscela provocando una riduzione della rigidità. La terza fase si può associare alla coalescenza delle microfrazture in macrofrazture che rapidamente si propagano lungo il provino fino a portarlo a rottura. Il grafico ottenuto in output dal sistema è fortemente condizionato dalla metodologia di prova adottata e dal tipo di materiale testato pertanto l'andamento della curva può assumere conformazioni differenti. Tuttavia, si registrano analogie nell'andamento delle curve pertanto tale grafico si presta ad un'analisi di tipo qualitativo sul comportamento generale del conglomerato bituminoso a fatica. Nell'approccio tradizionale, si considera stato di rottura del provino quando il sistema registra un valore del modulo di rigidità complesso E^* pari a metà del valore iniziale della prova. È doveroso fare alcune considerazioni circa il valore del modulo di rigidità complesso iniziale dal momento che la sua definizione nel tempo è cambiata. Nei primi test a fatica condotti in laboratorio il modulo di rigidità complesso iniziale era quel valore che veniva registrato al primo ciclo di carico. Successivamente si considerava come valore iniziale quel numero che si otteneva prolungando la retta di interpolazione dei punti ottenuti nella seconda fase fino ad $N=0$. Attualmente si considera come modulo di rigidità iniziale quel valore ottenuto al *100-esimo ciclo* di carico in accordo con la normativa vigente UNI EN 12697-24.

I risultati ottenuti da una singola prova sperimentale condotta su un provino possono essere aggregati alle altre prove in modo da poter effettuare considerazioni d'insieme sul comportamento complessivo del materiale a fatica. Si realizza così una rappresentazione grafica in un diagramma bilogarithmico dei risultati ottenuti su più provini di uno stesso materiale al variare delle condizioni di prova (entità della tensione o della deformazione). Il diagramma presenta in ascissa il logaritmo di (N_{f50}) mentre in ordinata il logaritmo dell'entità della deformazione [$\mu\text{m}/\text{m}$] o della tensione [MPa]. Una volta inseriti i risultati ottenuti dalle singole prove è possibile ricavare per interpolazione una curva, conosciuta universalmente come curva di Whöler. Questa rappresentazione è un classico dello studio del comportamento a fatica, ci permette considerazioni sulla durabilità del materiale e fornisce un valido supporto alla progettazione e al dimensionamento degli spessori degli strati della sovrastruttura stradale.

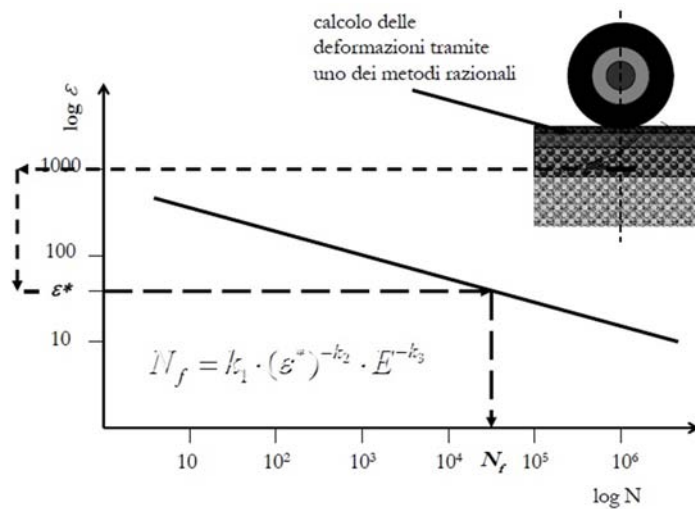


Figura 5.7 Costruzione e uso delle curve di Whöler per un conglomerato bituminoso

Dal momento che le prove in laboratorio sullo studio del comportamento a fatica di un materiale richiedono un impiego notevole di risorse economiche nonché di tempo, è necessario tentare di limitare le sperimentazioni. Il minimo numero di test da eseguire su materiale con stessa composizione di miscela, modalità di esecuzione della prova, modalità di caricamento del campione, frequenza di carico e temperatura di esecuzione è due, eseguite a livelli di tensione o deformazione differenti. Utilizzando, infatti, analisi statistiche e modelli matematici è possibile definire il comportamento a fatica del materiale. Il modello matematico più semplice è caratterizzato dalle relazioni:

$$N_{f50} = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^{k_2}$$

$$N_{f50} = k_1 \left(\frac{1}{\sigma} \right)^{k_2}$$

dove:

- N_{f50} è il numero di cicli di carico che comportano una riduzione del 50% del valore di modulo complesso iniziale;
- ε , σ sono rispettivamente la deformazione o la tensione rilevata;
- k_1 e k_2 sono i coefficienti determinati statisticamente dalla curva di Whöler specifica.

La prima relazione risulta valida per prove di fatica condotte in controllo di tensione mentre la seconda in controllo di deformazione.

Studi sperimentali dimostrano un'elevata correlazione tra i coefficienti $k1$ e $k2$. Inoltre, i valori dei due coefficienti variano a seconda della tipologia della miscela, modalità di carico, temperatura di esecuzione della prova, contenuto di bitume. Non si registrano effetti sui due coefficienti al variare della tipologia di bitume, della percentuale dei vuoti d'aria e della granulometria degli aggregati. Da sottolineare, infine, che i valori di $k1$ e $k2$, ottenuti con il test a trazione indiretta collimano sulla stessa retta dei punti ottenuti con test flessionale, di conseguenza, è possibile determinare i coefficienti di fatica eseguendo i test nella modalità più semplice: la trazione indiretta.

5.3.6 Approccio alla fatica in termini di danno

L'approccio in termini di danno si propone come obiettivo quello di valutare il progressivo danneggiamento del materiale in seguito a sollecitazioni ripetute nel tempo. Questo significa riuscire a monitorare lo stato di salute di una pavimentazione stradale sottoposta quotidianamente ad azione combinata di traffico e clima. Un modello matematico che consente di esprimere il progressivo danneggiamento del materiale per *accumulo di danno* è quello proposto da Di Benedetto:

$$d = \frac{|E_0^*| - |E_n^*|}{|E_0^*|} ; 0 \leq d \leq 1$$

dove:

- d valore del parametro di danno all' n -esimo ciclo;
- $|E_0^*|$ valore iniziale del modulo dinamico;
- $|E_n^*|$ valore del modulo dinamico all' n -esimo ciclo.

Secondo questa relazione è possibile calcolare la riserva di resistenza che il materiale può offrire:

- per valori d pari a 0, la rigidezza dinamica del materiale è rimasta invariata nel tempo. Si ha avuto un accumulo di danno nullo pertanto la pavimentazione è in grado di offrire le stesse caratteristiche prestazionali iniziali;
- per valori d pari a 1, la rigidezza dinamica del materiale è decaduta nel tempo. Si ha avuto un accumulo di danno massimo pertanto la pavimentazione non è più in grado di offri-

re sufficienti caratteristiche prestazionali e il livello di servizio offerto non è più adeguato.

In fase di progetto della miscela e della pavimentazione si vuole ottimizzare al massimo le caratteristiche del materiale che si ha a disposizione: alla fine della vita utile della sovrastruttura si dovrà arrivare a valori di d pari a 1. In caso contrario significa aver sovradimensionato il pacchetto stradale.

5.3.7 Approccio alla fatica energetica

L'approccio energetico nasce con l'intenzione di trovare un'unica relazione che descriva il comportamento a fatica di un materiale dalle proprietà viscoelastiche considerando l'energia totale che viene dissipata durante un ciclo e in generale in un test. Per ogni ciclo di carico, una parte di energia immessa nel sistema viene persa (energia dissipata dal conglomerato bituminoso) ed è pari all'area racchiusa dalla curva carico-scarico del ciclo di isteresi. La dissipazione di energia può essere in gran parte attribuita alla deformazione viscosa del materiale che rilascia calore e, in parte, alla formazione di microfratture nel materiale che lo portano a rottura. È possibile quantificare l'energia dissipata durante un generico ciclo i -esimo nell'ipotesi di una sollecitazione di tipo sinusoidale:

$$W_i = \pi \cdot \varepsilon_i \cdot \sigma_i \cdot \sin(\varphi_i)$$

dove:

- W_i è l'energia dissipata durante l' i -esimo ciclo;
- ε_i è la deformazione all' i -esimo ciclo;
- σ_i è la tensione all' i -esimo ciclo;
- φ_i è lo sfasamento tensione-deformazione all' i -esimo ciclo.

La deformazione ε e lo sfasamento φ oppure la tensione σ e lo sfasamento φ cambiano durante la prova a causa dello sviluppo e propagazione della fessura nel provino. L'energia dissipata W è influenzata dalla modalità di esecuzione della prova: in controllo di tensione, W aumenta con l'aumentare del numero di ripetizioni del carico; in controllo di deformazione, W decresce con l'aumentare del numero di ripetizioni di carico. Per quantificare l'energia totale dissipata durante la prova l'equazione proposta deve essere integrata nel tempo:

$$W_{Nf} = \sum_{i=1}^{Nf} W_i = A \cdot N_f^z$$

dove:

- W_{Nf} è l'energia totale dissipata;
- N_f è il numero di cicli a cui si ha la rottura del materiale;
- A, z sono coefficienti sperimentali determinati dall'interpolazione e dipendono dal materiale.

Questa relazione risulta essere indipendente dalle metodologie e condizioni di prova: modalità di applicazione della sollecitazione (controllo di carico o di spostamento), frequenza di carico (nell'intervallo compreso tra i 10 Hz e i 50 Hz), temperatura (nell'intervallo compreso tra i 10°C e i 40°C). La relazione risulta dipendere esclusivamente dalle caratteristiche del conglomerato bituminoso.

5.4 Studio della fatica in laboratorio per conglomerato polimerico

Uno studio (PASETTO, et al. 2000) svolto dall'Università degli Studi di Padova ed esposto in occasione del X Convegno Nazionale S.I.I.V. è risultato di particolare interesse per valutare la durabilità delle pavimentazioni di ponti e viadotti stradali realizzate con un materiale a base di legante polimerico sottoposte a danneggiamento per fatica. L'elaborato è articolato in due fasi successive. La prima, descrive le considerazioni effettuate per l'individuazione di una appropriata miscela di resine e aggregati idonea all'applicazione del materiale come rivestimento carrabile di un impalcato da ponte in calcestruzzo o in acciaio, mentre la seconda, definisce i provini e le relative prove a cui sottoporli per valutarne la durabilità. Il materiale adottato è composto da una resina epossidica accoppiata con degli aggregati quarziferi e è stato steso, a temperatura ambiente e mediante l'utilizzo di un primer, su un provino prismatico di calcestruzzo. Il supporto è stato caratterizzato da differenti condizioni al contorno: non fessurazione o fessurazione. Quest'ultima condizione ricalca la situazione reale di un impalcato in calcestruzzo, già esistente e in esercizio da diverso tempo, che presenta possibili fessurazioni e/o danneggiamenti. Le fessurazioni dell'impalcato possono comportare decadimenti prestazionali del rivestimento carrabile posto in aderenza, nonostante questo sia di nuova realizzazione e di ottima qualità. Per indagare il comportamento del rivestimento polimerico a fatica sono stati definiti una serie di provini costituiti da un travetto in calcestruzzo di dimensioni 150x200x800 mm. Sulla faccia fessurata e/o fessu-

rabile di questi provini è stato applicato il conglomerato polimerico sopra citato, in spessore idoneo (circa 20 mm), previo sabbiatura della superficie cementizia e stesura di uno strato di primer al fine di garantire una miglior adesione tra i due materiali. I provini, presentando caratteristiche differenti tra loro ed essendo sottoposti a diverse condizioni di carico, sono stati numerati al fine di facilitarne il riconoscimento.

- No. 1: travetto portato ad incipiente fessurazione al quale viene applicato il sistema polimerico e successivamente sottoposto a prova a fatica;
- No. 2: travetto portato ad incipiente fessurazione, sottoposto a prova a fatica, quindi trattato con il sistema polimerico e infine sottoposto ad ulteriore prova a fatica;
- No. 3: travetto integro al quale viene applicato il sistema polimerico, successivamente sottoposto a prova a fatica;
- No. 4: travetto fortemente fessurato al quale viene applicato il sistema polimerico, successivamente sottoposto a prova di fatica;
- No. 5: travetto preventivamente fessurato con carico statico e successivamente sottoposto a prova di fatica, al quale viene applicato il sistema polimerico con successiva ulteriore prova a fatica;
- No. 6: travetto profondamente fessurato con carico statico cui viene applicato il sistema polimerico e successivamente sottoposto a prova a fatica.

Le prove si sono svolte con la sottoposizione dei provini ad un carico monotonicamente crescente fino al raggiungimento di prefissate ampiezze di fessurazione, nonché prove di fatica. Per caratterizzare il prodotto, prima e dopo i test, è stato fatto uso della tecnica microsismica non distruttiva e della tecnica di analisi dinamica di oscillazione libera, oltre ad un controllo visivo del provino. Infine, dopo le prove di carico, è stata svolta una prova di adesione.

Dalle prove eseguite si sono ottenuti i risultati riportati in *Figura 5.8*.

Campione	1	2	3	4	5	6
Analisi su trave integra (*)		MS	MS			
Prefessurazione		26 KN	26 KN	70 KN	30 KN	70 KN
Analisi durante fine prefessur.		MS - V	MS - V		D	D
Cicli a fatica			10 ⁶ 26 KN f = 10 Hz		10 ⁶ 26 KN f = 5 Hz	
Analisi a fine fatica			MS - D - V			
Applicazione trattamento	sì	sì	sì	sì	sì	sì
Analisi dopo applicazione trattamento (*)	MS - D	D	D	MS - D - V	D	D
Cicli a fatica	10 ⁶ 26 KN f = 10 Hz	10 ⁶ 26 KN f = 10 Hz	10 ⁶ 26 KN f = 10 Hz	10 ⁶ 20 KN f = 5 Hz	10 ⁶ 26 KN f = 5 Hz	
Analisi finale sulla trave (*)	MS D V	MS D V	MS D V	MS D V	D	
Analisi finale sul trattamento	MS	MS	MS	MS		
Analisi finale	Adesione	Adesione	Adesione	Adesione	Adesione	

(*) MS, D, V: analisi microsismica, dinamica, visiva.

Figura 5.8 Procedure di sperimentazione e risultati

La sperimentazione svolta ha permesso ai ricercatori di giungere alle seguenti conclusioni:

- I sistemi, in seguito alle prove a fatica, sono risultati integri e quindi idonei ad essere impiegati su supporti in calcestruzzo caratterizzati da uno di fessurazione assente, lieve o rilevante. L'integrità del sistema è stata valutata come specificato in precedenza, sia con prove visive sia con prove più specifiche e precise quali analisi microsismica e dinamica;
- La prova di adesione, alla quale sono stati sottoposti i provini, ha dato risultati buoni con valori di tensione di trazione del rivestimento compresi tra 2 e 3 MPa;
- Dall'analisi svolta si può quindi affermare l'idoneità di tali pavimentazioni ad essere impiegate come impermeabilizzazione carrabile di impalcati da ponte.

Un'ulteriore studio sperimentale (MICHIELETTO 2013) è stato realizzato presso il Laboratorio Sperimentale di Strade dell'Università di Padova con lo scopo di indagare il comportamento a fatica di provini cilindrici realizzati in materiale polimerico al variare della curva granulometrica dell'aggregato, del tipo di legante e del rapporto tra le quantità, in peso, di legante e aggregato

realizzati attraverso la tecnica *premixed*. In particolare è stata realizzata una soluzione denominata *A* per identificare una miscela di malta sintetica composta da resina epossipoliuretanicale e aggregato di differente provenienza: sabbia di quarzo e calcare. La soluzione *A* è caratterizzata da un rapporto variabile di legante e aggregato nelle quantità: 100%, 75%, 50% del peso iniziale del legante. A completamento dello studio è stata realizzata un'altra soluzione al fine di effettuare delle comparazioni tra i risultati: soluzione *B* costituita da un conglomerato bituminoso di tipo tradizionale con tecnica *premixed*. I provini cilindrici sono stati sottoposti ad una prova di fatica a trazione indiretta *Indirect Tensile Fatigue Test (I.T.F.T.)* secondo la Normativa Europea UNI EN 12697-24. La prova è stata eseguita in modalità di controllo di tensione nei valori: 200 KPa, 350 KPa, 500 KPa. I dati sperimentali ottenuti sono stati rappresentati attraverso i classici diagrammi di Whöler dove in ascissa viene posto il logaritmo di (N_f) mentre in ordinata il logaritmo della tensione [MPa]. Le prove di fatica condotte su provini cilindrici dimostrano come il conglomerato bituminoso sia caratterizzato da una maggior resistenza al danneggiamento dovuto a ripetuti cicli di carico e scarico. Tra tutte le miscele testate, quella con legante polimerico 50% e sabbia di quarzo risulta essere la peggiore. Le altre miscele di legante polimerico (resina 50% e calcare, resina 100 % e calcare, resina 100% e sabbia di quarzo) sembrano indicare una scarsa influenza della percentuale di legante sulla vita a fatica dei provini cilindrici: a variazioni sensibili di legante non corrispondono variazioni apprezzabili di comportamento a fatica. La miscela caratterizzata da resina 75% e aggregato calcareo ha riscontrato problemi di confezionamento, i risultati ottenuti non sono stati presi in considerazione in quanto non attendibili. Le soluzioni con aggregato calcareo, presentando pezzature di maggiori dimensioni rispetto a quelle quarzose, garantiscono una vita a fatica superiore, indipendentemente dalla percentuale di legante inserito in miscela.

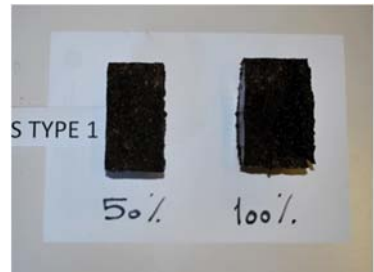
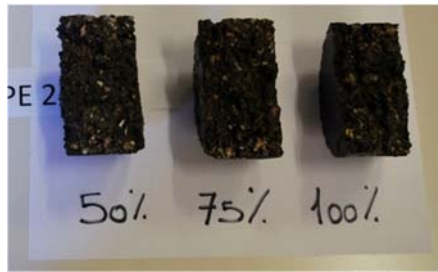
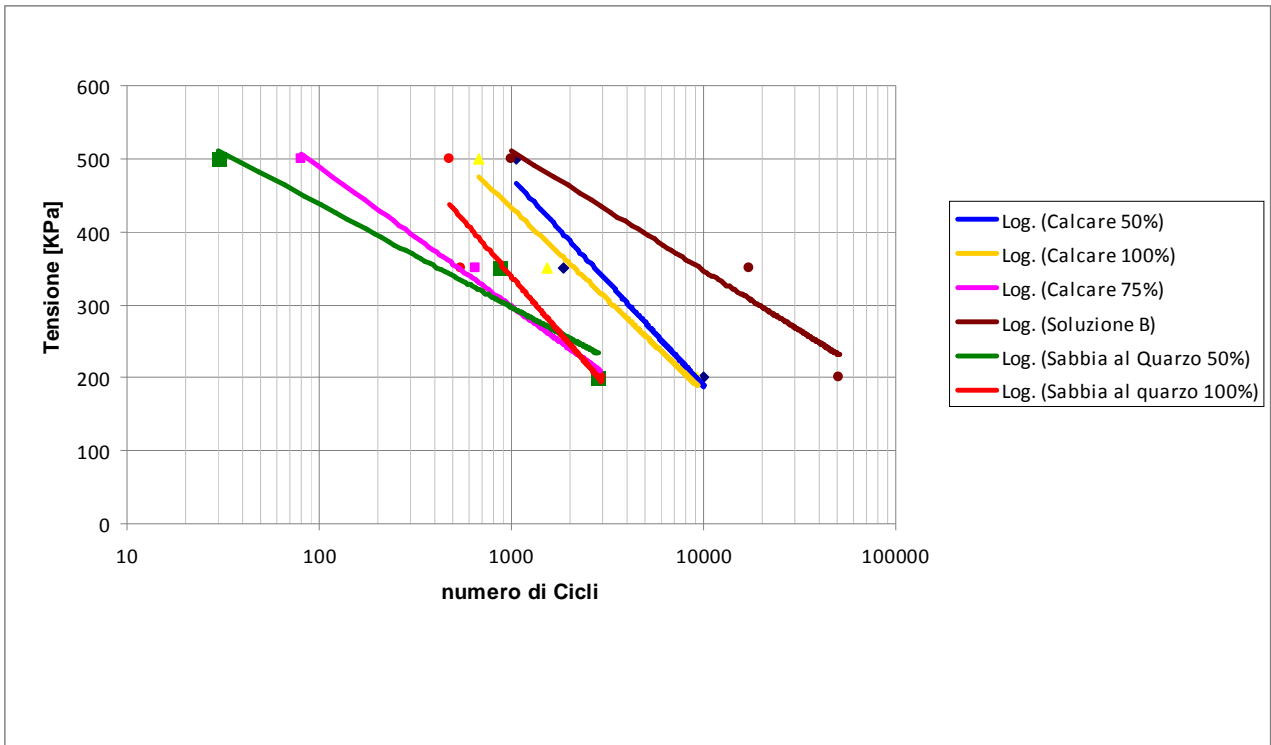


Figura 5.9 Confronto tra le soluzioni A e B

6 DANNEGGIAMENTO DELLE PAVIMENTAZIONI E DEGLI IMPALCATI DA PONTE STRADALI PER EFFETTI TERMICI

6.1 Variazioni dimensionali dei materiali per effetti termici

A temperatura pari allo zero assoluto, gli atomi possiedono energia minima; quando il materiale viene scaldato, gli atomi acquisiscono energia termica e vibrano con una particolare ampiezza e frequenza. Questa vibrazione produce un'onda elastica chiamata *fonone*. L'energia di un fonone può essere espressa in termini di lunghezza d'onda o di frequenza attraverso la seguente equazione, nota come Legge di Planck:

$$E = h \left(\frac{c}{\lambda} \right) = h(\nu)$$

dove:

- E è l'energia cinetica di un fonone [J];
- h è la costante di Planck pari a $6,626 \cdot 10^{-34}$ [J·s];
- c è la velocità della luce pari a circa $3 \cdot 10^8$ [m/s];
- λ è la lunghezza d'onda della radiazione [m];
- ν è la frequenza della radiazione [Hz].

Il materiale acquista o perde energia acquisendo o cedendo fononi. L'energia, o il numero di fononi, necessari per provocare una variazione di temperatura pari ad un grado centigrado viene valutata mediante il concetto di *capacità termica*. La capacità termica C è l'energia necessaria per aumentare la temperatura di una mole di un materiale di un grado Kelvin [K] o di un grado

centigrado [$^{\circ}\text{C}$]. La capacità termica può essere espressa analiticamente mediante la seguente equazione:

$$C = \frac{dQ}{dT}$$

dove:

- C è la capacità termica [$\text{J}/\text{mole}\cdot\text{K}$];
- dQ è la variazione di energia necessaria per produrre una variazione di temperatura dT .

L'energia necessaria per provocare una variazione di temperatura pari ad un grado centigrado può essere valutata anche mediante il *calore specifico*. Il calore specifico c è definito come la quantità di calore necessaria per innalzare di un grado Kelvin [K] o di un grado centigrado [$^{\circ}\text{C}$] la temperatura di un'unità di massa. Il calore specifico è espresso in [$\text{J}/\text{kg}\cdot\text{K}$]. Moltiplicando il calore specifico per il peso atomico del materiale considerato si ottiene la capacità termica.

È stato riscontrato che la capacità termica di un materiale sia pari a zero alla temperatura di 0 K, ma, nella maggior parte dei solidi attualmente noti, aumenta rapidamente all'aumentare della temperatura a causa della maggior capacità delle onde del reticolo cristallino di aumentare la loro energia media all'innalzarsi della temperatura. Infatti, un atomo che acquisisce energia termica e comincia a vibrare, si comporta come se possedesse un raggio atomico di dimensioni maggiori. La distanza media tra gli atomi aumenta e questo, a livello macroscopico, si traduce in un incremento delle dimensioni. Sebbene un qualsiasi materiale dilata in senso volumetrico, a volte, è possibile notare una tendenza all'espansione più consistente lungo solo una o due dimensioni. Per questo motivo, si può parlare di dilatazione volumetrica, superficiale o lineare alle quali corrisponde rispettivamente un coefficiente di dilatazione termica volumetrica α , superficiale σ , lineare λ proprio di ogni materiale. La relazione matematica alla base della dilatazione termica lineare si ottiene da uno sviluppo in serie di Taylor intorno al valore iniziale della temperatura e arrestandolo al primo termine:

$$L_i = L_0[1 + \lambda(T_i - T_0)]$$

dove:

- L_0 è la lunghezza iniziale del solido;
- L_i è la lunghezza del solido all'osservazione *i-esima*;

- T_0 è la temperatura iniziale;
- T_i è la temperatura all'osservazione *i-esima*;
- λ è il coefficiente di dilatazione termica lineare [$^{\circ}\text{C}^{-1}$].

Effettuando semplici passaggi algebrici, è possibile arrivare alla formulazione esplicita del coefficiente di dilatazione termica lineare λ :

$$\lambda = \frac{(L_i - L_0)}{L_0} \cdot \frac{1}{(T_i - T_0)} = \frac{1}{L_0} \cdot \frac{\Delta L}{\Delta T}$$

Il coefficiente di dilatazione termica lineare è legato alla forza dei legami atomici del materiale: per provocare lo spostamento degli atomi dalla propria posizione di equilibrio è necessario fornire energia al materiale.

Al variare della temperatura tutte le dimensioni lineari di un corpo si alterano e la dilatazione volumetrica risulta naturalmente legata a quella lineare (esiste una stretta correlazione tra i tre coefficienti di dilatazione termica). In modo analogo a quanto già esposto, si può calcolare il coefficiente di dilatazione termica volumetrica sostituendo, alla relazione per il calcolo di λ , la variazione di lunghezza ΔL del corpo con la variazione di volume ΔV :

$$\alpha = \frac{1}{L_0} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta T}$$

6.2 Variazioni dimensionali dei materiali contrastate

Un corpo libero di espandersi o contrarsi a seguito di variazioni termiche uniformi, non sarà sottoposto ad alcuno stato tensionale aggiuntivo e la variazione dimensionale totale può essere calcolata mediante la formula nota:

$$\Delta L = \lambda L_0 \Delta T$$

Se, invece, la variazione dimensionale del corpo risulta essere totalmente o parzialmente contrastata si generano tensioni interne aggiuntive. È possibile ricavare un'espressione per la valutazione di tali tensioni nel caso di dilatazione o contrazione totalmente contrastata.

In primo luogo, si ricava l'elongazione o contrazione del corpo supponendo che la sua variazione dimensionale sia libera. In secondo luogo, si suppone che la variazione dimensionale sia totalmente contrastata e quindi si applica una forza assiale P per riportare il corpo alla sua lunghezza originaria. Si ottiene la seguente espressione:

$$\Delta L = \frac{P L_0}{A E} = \sigma \frac{L_0}{E} = (\varepsilon L_0)$$

dove:

- A è la superficie su cui è applicata la forza assiale P ;
- E è il modulo di rigidezza elastica del materiale;
- σ è lo sforzo generato dalla forza assiale P sull'area A .

Eguagliando le due espressioni di ΔL calcolate nei due casi distinti si ottiene:

$$\sigma \frac{L_0}{E} = \lambda L_0 \Delta T$$

Ed infine, è possibile ricavare la relazione della tensione agente sul materiale per effetto di una variazione dimensionale totalmente impedita :

$$\sigma = E \lambda \Delta T$$

Se si è in un caso di raffreddamento del materiale, la sollecitazione indotta sarà di trazione ($\sigma > 0$), in quanto viene impedita la contrazione del materiale. Se, invece, il materiale è sottoposto ad un riscaldamento viene impedita la sua espansione e perciò si genererà una sollecitazione di compressione ($\sigma < 0$).

6.3 Interazione tra pavimentazione e impalcato da ponte per effetti termici

Come già messo in evidenza nei paragrafi precedenti, ad una variazione di temperatura un solido dilata o si contrae con incremento o decremento del proprio volume. Se la variazione dimensionale non ha alcun impedimento non subentrano stati tensionali aggiuntivi per il materiale. Qualora si fosse in presenza di un vincolo che ne impedisca la variazione di volume, si genera

uno stato tensionale interno di entità lieve o importante a seconda della resistenza alla variazione che oppone il vincolo. Un vincolo alla variazione dimensionale può essere rappresentato, ad esempio, da una saldatura, da un'unione bullonata o, come nel caso su cui ci si vuole focalizzare, da due materiali posti in aderenza e caratterizzati da una diversa capacità di dilatazione/contrazione espressa attraverso i rispettivi coefficienti di dilatazione/contrazione termica. Infatti, due materiali liberi di variare le proprie dimensioni (senza vincoli o senza essere in aderenza con altri materiali) che presentano un diverso coefficiente di dilatazione/contrazione termica, per uno stesso differenziale di temperatura ΔT , hanno elongazioni/contrazioni di entità differente. In particolare, per un incremento di temperatura ΔT , il materiale che presenta un maggiore coefficiente di dilatazione termica avrà un maggior incremento delle proprie dimensioni; viceversa, il materiale che presenta un minore coefficiente di dilatazione termica avrà un minor incremento delle proprie dimensioni. E ancora, per un decremento di temperatura ΔT , il materiale che presenta un maggiore coefficiente di contrazione termica avrà un maggior decremento delle proprie dimensioni; viceversa, il materiale che presenta un minore coefficiente di contrazione termica avrà un minor decremento delle proprie dimensioni. La relazione che sta alla base del concetto appena espresso è la seguente:

$$x, y, z = (\varepsilon_{i=x,y,z}) \cdot L_0 = (\lambda (T_i - T_0)) \cdot L_0 = \lambda L_0 \Delta T$$

dove:

- x, y, z (nelle relazioni precedenti chiamato ΔL) sono gli spostamenti nelle tre direzioni del materiale in seguito ad una variazione di temperatura;
- ε_i è la deformazione del materiale nella generica direzione i -esima in seguito ad una variazione di temperatura;
- L_0 è la lunghezza iniziale del solido nelle generica direzione i -esima;
- ΔT è la variazione di temperatura.

Il caso appena analizzato presuppone di considerare due materiali, dotati di differente capacità di dilatazione/contrazione termica, ma supposti essere *non in aderenza* l'uno con l'altro e pertanto liberi di poter variare, sebbene in misura diversa, le proprie dimensioni. Quando si è in presenza di due materiali con differente coefficiente di dilatazione/contrazione termica ma posti in una condizione di *perfetta aderenza*, le elongazioni/contrazioni nella zona di interfaccia sono di entità uguale tra loro ma i materiali sono caratterizzati dalla nascita di uno stato tensionale.

Le condizioni reali (caso di *aderenza non perfetta*) si pongono come situazione intermedia tra i due casi:

- in seguito ad una variazione termica, vi è la nascita di uno stato tensionale dovuto all'accoppiamento di due materiali che variano le proprie dimensioni in misura differente;
- i due materiali si muovono solidalmente ma sussiste tra loro un certo scorrimento.

Con riferimento ai materiali oggetto di studio nel presente lavoro di tesi, conglomerato polimerico (pavimentazione) e calcestruzzo o acciaio (impalcato), le ricerche bibliografiche hanno evidenziato che esiste una differenza nei coefficienti di dilatazione termica. In particolare, il conglomerato polimerico presenta valori di coefficiente pari approssimativamente al doppio di quelli di acciaio o calcestruzzo. Si vuole di seguito presentare un caso studio al fine di analizzare lo stato tensionale che nasce in seguito ad un accoppiamento in condizioni di *aderenza non perfetta* tra calcestruzzo e conglomerato polimerico simulando la situazione che si può verificare in una pavimentazione per ponti stradali.

Inizialmente si suppone di essere nel caso di una diminuzione di temperatura (contrazione termica). Il conglomerato polimerico, essendo dotato di un coefficiente di contrazione termica maggiore, vorrebbe contrarsi maggiormente rispetto al calcestruzzo ma il calcestruzzo, a causa dell'aderenza tra i materiali, glielo impedisce in modo parziale. Per questo motivo nasce una forza assiale di trazione F nel conglomerato polimerico e di compressione $-F$ nel calcestruzzo applicate laddove è massima la resistenza alla deformazione: nella zona di interfaccia. Dal momento che le forze non sono baricentriche, si sfrutta la validità del principio della sovrapposizione degli effetti per effettuare la scomposizione. Il sistema è quindi composto da una forza F (o $-F$ per il calcestruzzo) applicata in zona baricentrica dello strato in conglomerato polimerico e l'aggiunta di un momento flettente $M=F \cdot h/2$. Il sistema complessivo deve avere effetti equivalenti a quello di partenza.

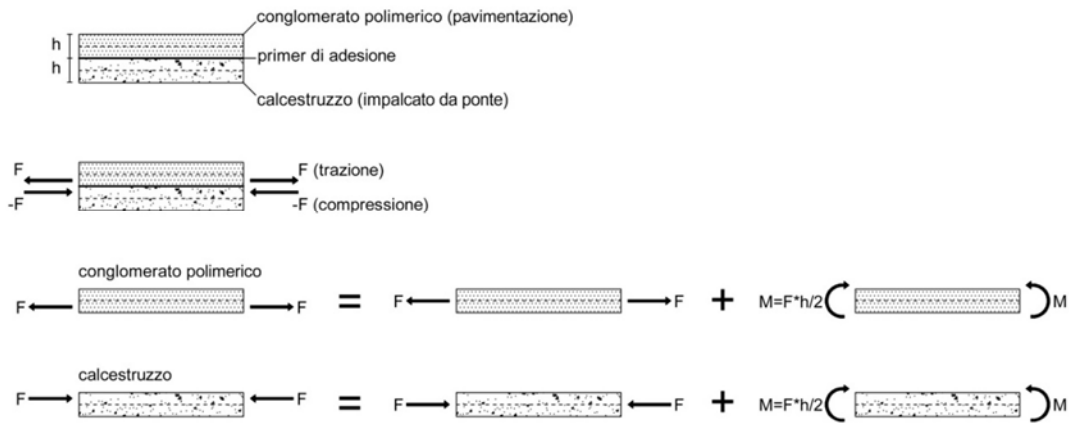


Figura 6.1 Sollecitazioni che nascono su due materiali aventi differenti coefficienti di contrazione termica in seguito ad una diminuzione di temperatura. In particolare è rappresentato il caso di conglomerato polimerico e calcestruzzo.

Se, invece, si suppone di essere nel caso di un aumento di temperatura (dilatazione termica), il conglomerato polimerico, essendo dotato di un coefficiente di dilatazione termica maggiore, vorrebbe dilatare maggiormente rispetto al calcestruzzo ma il calcestruzzo, a causa dell'aderenza tra i materiali, glielo impedisce in modo parziale. Per questo motivo nasce una forza assiale di compressione $-F$ nel conglomerato polimerico e di trazione F nel calcestruzzo applicate laddove è massima la resistenza alla deformazione: nella zona di interfaccia. Dal momento che le forze non sono baricentriche, si sfrutta la validità del principio della sovrapposizione degli effetti per effettuarne la scomposizione. Il sistema è quindi composto da una forza $-F$ (o F per il calcestruzzo) applicata in zona baricentrica dello strato in conglomerato polimerico e l'aggiunta di un momento flettente $M = F \cdot h/2$. Il sistema complessivo deve avere effetti equivalenti a quello di partenza.

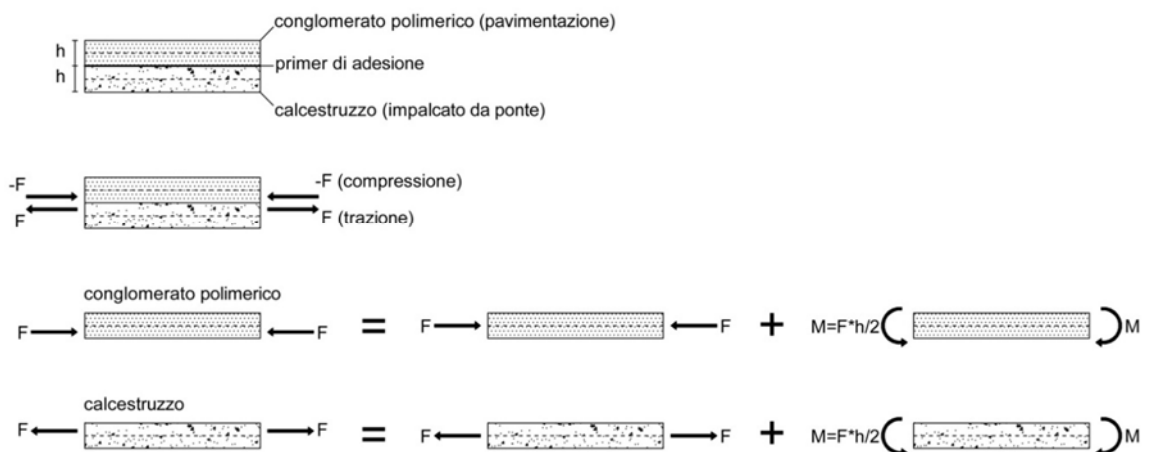


Figura 6.2 Sollecitazioni che nascono su due materiali aventi differenti coefficienti di dilatazione termica in seguito ad un aumento di temperatura. In particolare è rappresentato il caso di conglomerato polimerico e calcestruzzo.

Nell'ipotesi di avere un gradiente termico negativo (diminuzione di temperatura), se i coefficienti di dilatazione termica dei due materiali sono molto diversi tra loro, è possibile ottenere:

- tensioni assiali di trazione nel conglomerato polimerico con conseguente rischio di fessurazione;
- tensioni assiali di compressione nel calcestruzzo.

Ipotizzando, invece, di avere un gradiente termico positivo (aumento di temperatura), se i coefficienti di dilatazione termica dei due materiali sono molto diversi tra loro, è possibile ottenere:

- tensioni assiali di compressione nel conglomerato polimerico;
- tensioni assiali di trazione nel calcestruzzo con conseguente rischio di fessurazione.

Dal momento che le tensioni di compressione che nascono nel conglomerato polimerico per effetto di una diminuzione di temperatura o nel calcestruzzo per effetto di aumento di temperatura non possono essere di entità tale da mettere a rischio le performance a compressione dei due materiali, il progettista si deve preoccupare solamente di controllare le tensioni di trazione dei materiali. Esse devono rimanere di entità tale da essere inferiori alla rispettiva resistenza a trazione altrimenti avrà luogo uno stato fessurativo.

Lo stress termico che si genera all'interno di due materiali dotati di differenti coefficienti di dilatazione/contrazione termica è influenzato dalla differenza di valori tra i due coefficienti, dalla rigidità che può offrire la struttura e dall'entità della variazione termica. In particolare, lo stress termico sarà maggiore all'aumentare della differenza tra i due coefficienti, all'aumentare della capacità di opporre resistenza alla deformazione offerta dai materiali (rigidità) e all'aumentare della variazione di temperatura.

Uno studio sperimentale (CHOI, FOWLER e WHEAT 1996) per la valutazione della compatibilità termica tra un rivestimento carrabile in materiale polimerico e l'impalcato da ponte in calcestruzzo è stato condotto dall'*American Concrete Institute*. La diversa natura del rivestimento polimerico, caratterizzato da coefficienti di dilatazione termica superiori a quello dei conglomerati cementizi, porta alla formazione di tensioni interne, le quali si traducono con il tempo in distacchi del rivestimento dal supporto e ad altre problematiche ad esso correlate. Il testo descrive il procedimento utilizzato per quantificare lo stress termico di pavimentazioni in conglomerato polimerico con particolare riferimento ad entità e distribuzione e illustra le principali variabili che lo influenzano:

- il rapporto tra gli spessori dei due strati (conglomerato polimerico per la pavimentazione e calcestruzzo Portland per l'impalcato da ponte);

- il rapporto tra i moduli di rigidezza dei materiali;
- i diversi coefficienti di dilatazione termica (coefficiente di dilatazione del conglomerato polimerico pari a circa il doppio di quello del calcestruzzo);
- la temperatura.

La pavimentazione e l'impalcato da ponte stradale vengono schematizzati come un travetto doppio strato, inizialmente studiato in condizioni di stato piano di tensione, realizzato in materiale composito dove il conglomerato polimerico poggia su una base di calcestruzzo Portland. Lo studio si avvale di una teoria matematica (CHEN, CHENG e GERHARDT 1982), con la quale sono state determinate delle equazioni differenziali di stato piano di tensione utili per risalire agli sforzi interni ai quali è soggetta una trave composita isostatica sottoposta a variazione di temperatura. Secondo il metodo di Chen risulta indispensabile introdurre un terzo strato, di spessore estremamente ridotto, per simulare l'accoppiamento tra i due materiali esterni: conglomerato polimerico e calcestruzzo. Le ipotesi considerate per l'analisi tensionale del sistema sono:

- il legame costitutivo dei materiali è elastico lineare;
- l'effetto dello strato adesivo risulta trascurabile;
- variazione uniforme di temperatura nei due materiali;
- valore dei coefficienti di dilatazione termica costanti.

Per una più agevole comprensione dei risultati ottenuti dalla sperimentazione si riportano di seguito i parametri considerati:

- E_1 modulo di elasticità del rivestimento (variabile);
- E_2 modulo di elasticità del calcestruzzo (costante);
- h_1 spessore del rivestimento (variabile);
- h_2 spessore del calcestruzzo (costante);
- n rapporto tra i moduli di rigidezza elastica ($n=E1/E2$);
- m rapporto tra gli spessori ($m=h1/h2$).

Il sistema di riferimento adottato risulta in direzione X parallelo alle superfici sovrapposte e in direzione Y perpendicolare a queste. Lo studio è stato impostato al variare di n ed m , partendo da una temperatura di circa 100°F (55.6 °C) e scendendo progressivamente. Le analisi per ottenere la distribuzione delle tensioni derivate da una variazione di temperatura sono state condotte ipotizzando uno spessore dello strato di materiale polimerico minore rispetto a quello di calcestruzzo.

zo (ipotesi aderente alla realtà nella maggior parte delle applicazioni di questa tipologia). La variazione di temperatura comporta nel sistema una uguale risposta in termini generali (al diminuire della temperatura l'intero sistema si contrae), ma diversificata in termini di intensità in funzione dello strato considerato e della posizione della fibra considerata all'interno di uno stesso strato. In aggiunta, la diversa natura dei materiali e il conseguente diverso coefficiente di dilatazione termica che li caratterizza, rende infatti gli strati suscettibili in maniera differente alle variazioni di temperatura. Il conglomerato polimerico, essendo caratterizzato da un coefficiente di dilatazione maggiore di quello del calcestruzzo, in seguito alla diminuzione di temperatura, vorrà contrarsi maggiormente rispetto al calcestruzzo. Dal momento che si è supposto che i due materiali non possano scorrere l'uno sull'altro per motivi di aderenza, la trave composta sarà soggetta ad una forza assiale e ad un momento flettente.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti dalle analisi ricordando che, per motivi legati alla simmetria geometrica, è stata studiata solo metà trave. Il testo farà riferimento alle *Figura 6.3; 6.4; 6.5; 6.6; 6.7; 6.8; 6.9; 6.10; 6.11; 6.12*. Queste, sono state riportate alla fine del suddetto paragrafo.

Le tensioni assiali σ_x rimangono costanti per gran parte della campata, ma diminuiscono fino ad annullarsi in prossimità degli estremi della trave (*Figura 6.3*). Nel tratto iniziale, infatti, per una lunghezza pari a circa l'altezza complessiva h della trave composta ($h=h_1+h_2$), si ha una variazione della tensione assiale: σ_x ha valore nullo per $x=0$, poi aumenta progressivamente fino ad $x=h$, per poi assestarsi in misura costante per il resto di lunghezza della trave ($x>h$).

Le tensioni normali al piano nella zona di interfaccia σ_y e gli sforzi taglienti all'interfaccia τ_{xy} sono presenti solo in prossimità delle estremità della trave (*Figura 6.4*). Sebbene le tensioni normali σ_y non sono massime nella zona di interfaccia, sono quelle che assumono maggiore importanza per l'analisi che si vuole eseguire. Le tensioni normali all'interfaccia si sviluppano per una distanza (dal bordo della trave) pari approssimativamente all'altezza della trave. Il massimo valore delle tensioni normali all'interfaccia lo si raggiunge alle estremità della trave ed è un valore positivo. Appena prima del bordo, invece, si ha un picco negativo. Gli sforzi taglienti all'interfaccia τ_{xy} si sviluppano per una distanza (dal bordo della trave) pari a quella delle tensioni normali al piano ovvero pari approssimativamente all'altezza della trave. Inizialmente gli sforzi taglienti incrementano lentamente ma, a mano a mano, che ci avviciniamo alla fine della trave iniziano ad aumentare velocemente. Il massimo valore di sforzo tagliente all'interfaccia si raggiunge in un punto molto prossimo alla fine della trave per poi decrescere rapidamente a zero.

L'andamento delle tensioni lungo lo spessore della lastra mostra come l'interfaccia tra i due strati sia soggetta alla maggiore sollecitazione di taglio (*Figura 6.5*).

Le analisi per ottenere la distribuzione delle tensioni derivate da una variazione di temperatura sono state condotte ipotizzando uno spessore dello strato di materiale polimerico minore rispetto a quello di calcestruzzo. Lo spessore del conglomerato polimerico è stato fatto variare e assunto, di volta in volta, pari a: 0,12 in (0,30 cm); 0,48 in (1,22 cm); 0,72 in (1,83 cm). A questi, corrisponde un rapporto di spessore pari a rispettivamente 0,015 [in/in]; 0,06 [in/in]; 0,09 [in/in]. Con riferimento alle *Figura 6.6* e *Figura 6.7*, i risultati delle analisi evidenziano che le tensioni normali all'interfaccia σ_y e gli sforzi taglienti all'interfaccia τ_{xy} diminuiscono al diminuire dello spessore dello strato di conglomerato polimerico, nell'ipotesi di mantenere invariati i valori dei moduli di rigidezza dei materiali assicurando un rapporto tra loro n pari a 0,5 [psi/psi]. Sperimentazioni analoghe sono state condotte al variare del modulo di rigidezza elastica dello strato in conglomerato polimerico E_I nell'ipotesi di mantenere costante il rapporto tra gli spessori m pari a 0,06 [in/in]. Il modulo di rigidezza elastica del materiale polimerico è stato assunto, di volta in volta, pari a: 2000000 psi (13780 MPa); 1000000 psi (6890 MPa); 100000 psi (689 MPa). A questi, corrisponde un rapporto tra i moduli di rigidezza elastica pari a rispettivamente 0,5 [psi/psi]; 0,25 [psi/psi]; 0,025 [psi/psi].

Con riferimento alle *Figura 6.8* e *Figura 6.9*, i risultati delle analisi evidenziano che le tensioni normali all'interfaccia σ_y e gli sforzi taglienti all'interfaccia τ_{xy} diminuiscono al diminuire del modulo di rigidezza elastica del conglomerato polimerico. La trave composita, è stata studiata attribuendo di volta in volta differenti valori di modulo di rigidezza elastica e spessore dello strato di rivestimento. Dai risultati ottenuti è stato possibile concludere che la tensioni σ_y e τ_{xy} si riducono, a parità di modulo del rivestimento, riducendo m , ovvero riducendo il rapporto tra lo spessore del rivestimento e quello del sub-strato. Analogamente a parità di spessore del rivestimento le tensioni σ_y e τ_{xy} si riducono al diminuire di n , ovvero al diminuire del rapporto tra il modulo del rivestimento e quello del sub-strato.

Con riferimento alla *Figura 6.10*, possiamo notare come la tensione assiale σ_x cresca al diminuire dello spessore del rivestimento a parità di modulo di rigidezza elastica. In aggiunta, diminuendo il modulo di rigidezza elastica del rivestimento, a parità di spessore, la tensione assiale σ_x diminuisce. La formazione delle tensioni è dovuta all'interazione che si instaura tra rivestimento e sub-strato. L'adesione che si ha tra i due strati, in seguito a variazioni della temperatura, genera un vincolo al libero movimento. Il vincolo, che esplica tensioni assiali σ_x , risulta più accentuato se lo spessore del rivestimento è piccolo.

Con riferimento alla *Figura 6.11*, l'andamento delle tensioni tangenziali all'interfaccia τ_{xy} al variare di m e n mostrano la tendenza a ridursi, considerando moduli di rigidezza elastica e spessori del rivestimento sempre più piccoli.

Con riferimento alla *Figura 6.12*, le tensioni assiali all'interfaccia σ_y , variando m e n , hanno un andamento diverso a seconda del rapporto tra lo spessore del rivestimento e del sub-strato sia inferiore o superiore a 0,3. Quando è inferiore, la sollecitazione diminuisce al diminuire del rapporto stesso e del modulo di rigidezza elastica; quando è superiore tutto è funzione del dal modulo.

In conclusione si ricorda che è stata presentata una procedura analitica in grado di determinare lo stato tensionale indotto da variazione termica, ideale e uniforme, su pavimentazioni di conglomerato polimerico poggiante su un supporto in calcestruzzo costituente l'impalcato da ponte stradale. Si riassumono i risultati ottenuti:

- quando un trave composita è soggetta ad una variazione di temperatura si sviluppano tensioni interne causate da un diverso coefficiente di dilatazione termica dei materiali. Le tensioni indotte nascono all'interfaccia tra i due materiali e risultano essere maggiormente concentrate in prossimità della fine della trave;
- le tensioni assiali σ_x rimangono costanti per gran parte della campata della trave ma decadono a zero in prossimità della fine della trave. La distanza nella quale la tensione assiale σ_x va rapidamente a zero è approssimativamente uguale all'altezza totale della trave;
- il massimo sforzo di taglio τ_{xy} viene raggiunto in prossimità della fine della trave. Il massimo sforzo tagliante lungo l'altezza della trave lo si raggiunge all'interfaccia;
- la massima tensione normale σ_y all'interfaccia è raggiunta alla fine della trave. La tensione normale all'interfaccia è tipicamente di minor valore di quella che si sviluppa sotto l'interfaccia per una trave composita avente lo spessore di conglomerato polimerico più sottile del sottofondo in calcestruzzo Portland;
- il rapporto tra gli spessori m e il rapporto tra i moduli di rigidezza elastica n influenza lo sviluppo delle tensioni d'interfaccia durante le variazioni di temperatura;
- gli sforzi di taglio τ_{xy} diminuiscono al diminuire dello spessore della pavimentazione (ipotesi di modulo di rigidezza elastica costante). Gli sforzi di taglio τ_{xy} diminuiscono al diminuire del modulo di rigidezza elastica del conglomerato polimerico (ipotesi di spessore costante).

I risultati analitici ottenuti sono stati poi supportati da sperimentazioni di laboratorio che hanno confermato quanto visto in linea teorica. In conclusione è lecito affermare che sia più opportuno utilizzare pavimentazioni di piccolo spessore e a basso modulo di rigidità elastica in quanto nascono stati tensionali più lievi.

Le analisi condotte sono state effettuate nell'ipotesi di stato piano di tensione. Il passaggio successivo sarebbe quello di rappresentare quanto visto finora nelle ipotesi di stato piano di deformazione. Lo studio dell'elemento composito in stato piano di deformazione risulta rappresentare in modo più fedele il comportamento dei rivestimenti poggianti su un supporto di calcestruzzo. I parametri dell'equazione di Chen potrebbero essere opportunamente modificati per convertire i risultati ottenuti con il modello dello stato piano di tensione in risultati che lavorano con stato piano di deformazione.

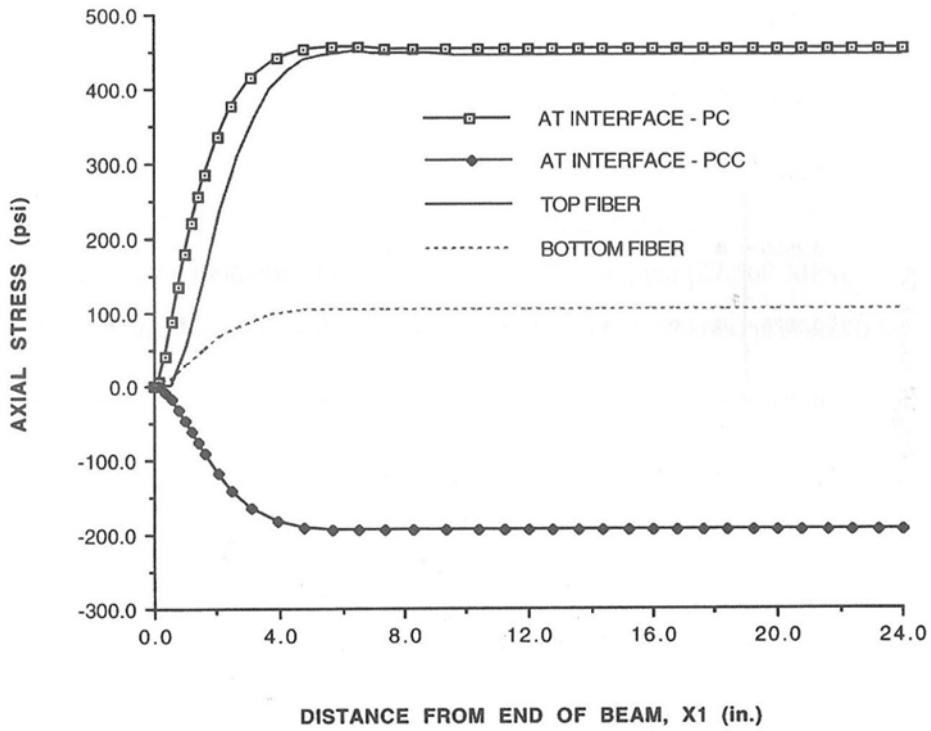


Figura 6.3 Andamento delle tensioni assiali σ_x lungo la trave

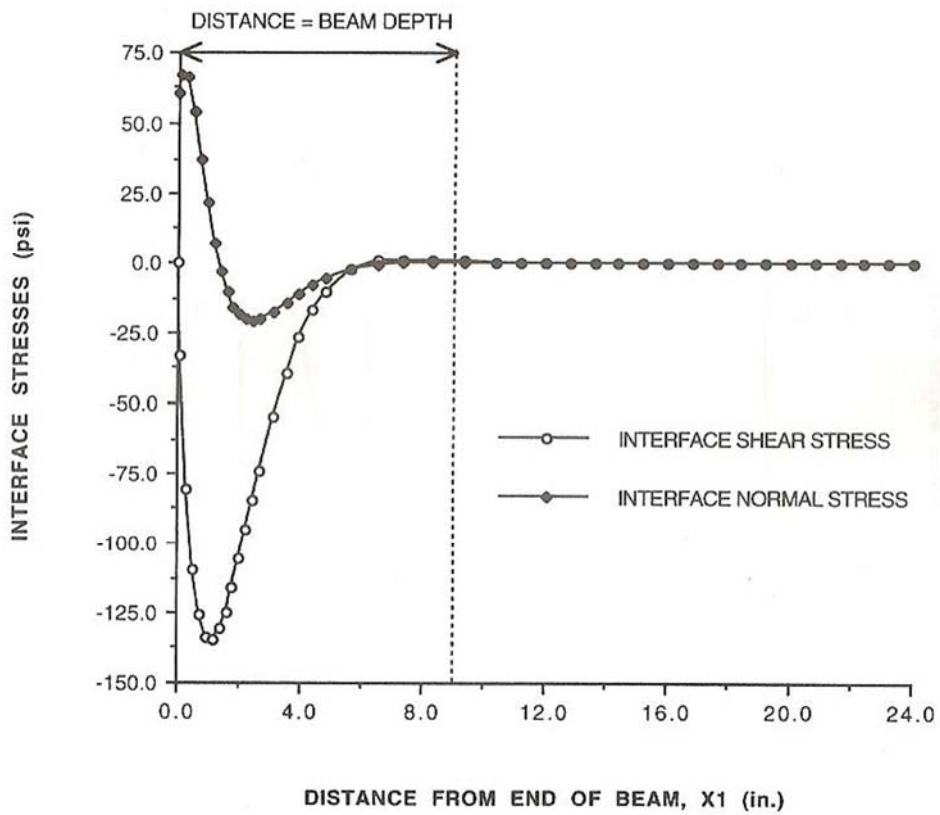


Figura 6.4 Andamento delle tensioni normali σ_y agenti all'interfaccia e degli sforzi taglienti τ_{xy} agenti all'interfaccia lungo la trave

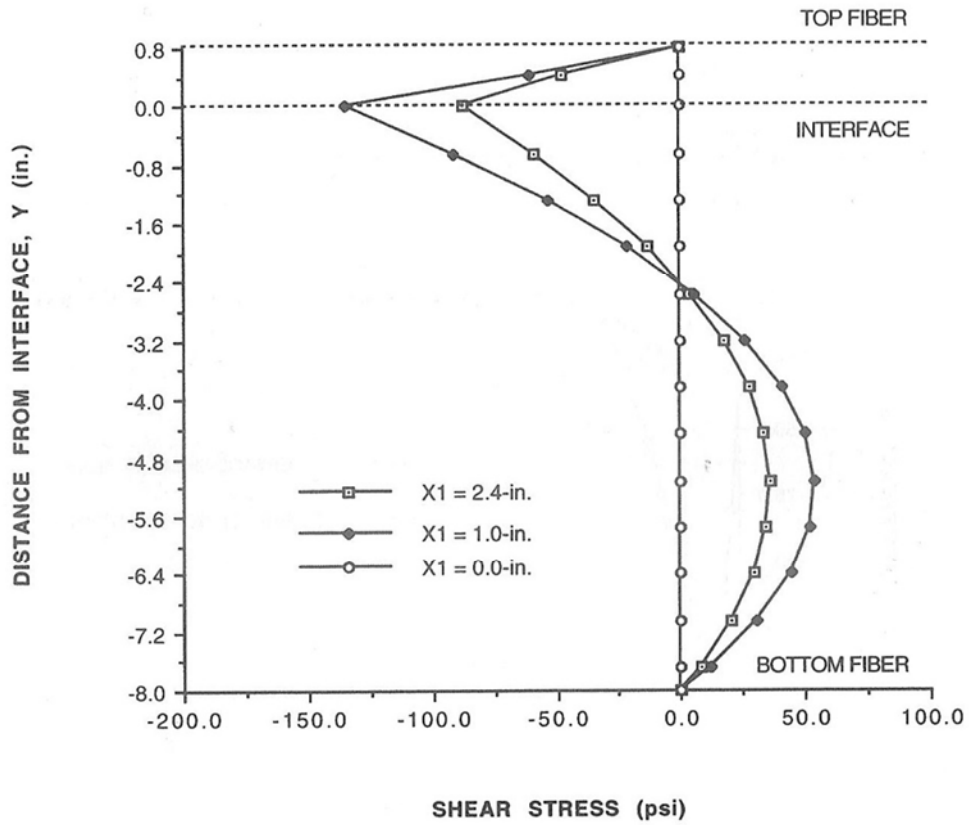


Figura 6.5 Andamento dello sforzo tagliante τ_{xy} sullo spessore

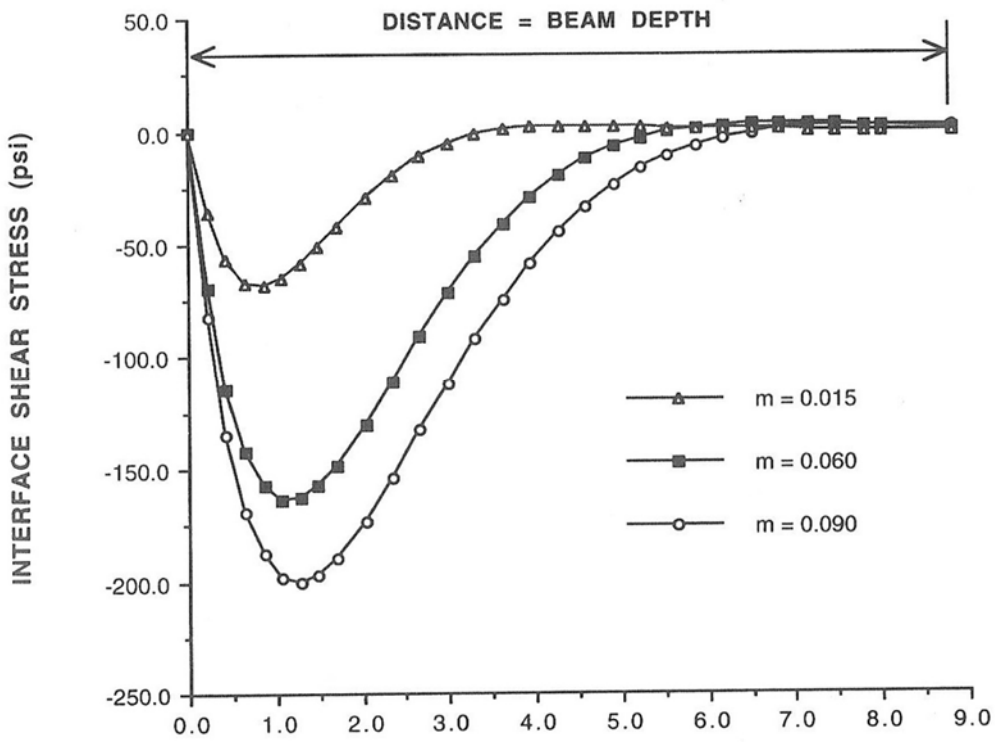


Figura 6.6 Sforzo tagliante τ_{xy} agente all'interfaccia al variare del rapporto "m" tra gli spessori degli strati

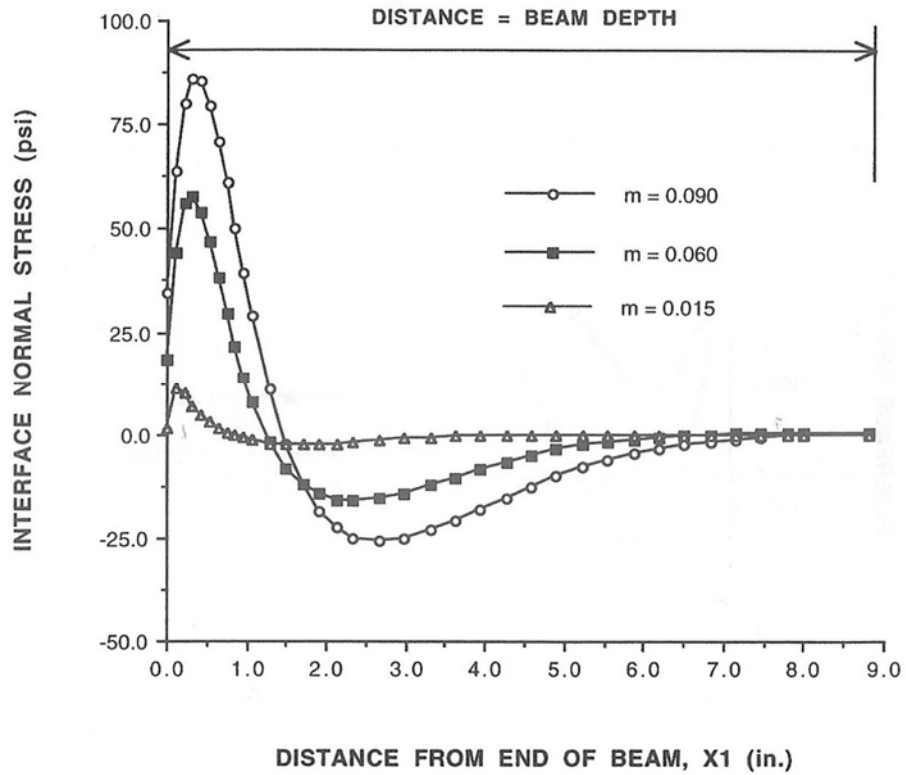


Figura 6.7 Sforzo normale σ_x agente all'interfaccia al variare del rapporto "m" tra gli spessori degli strati

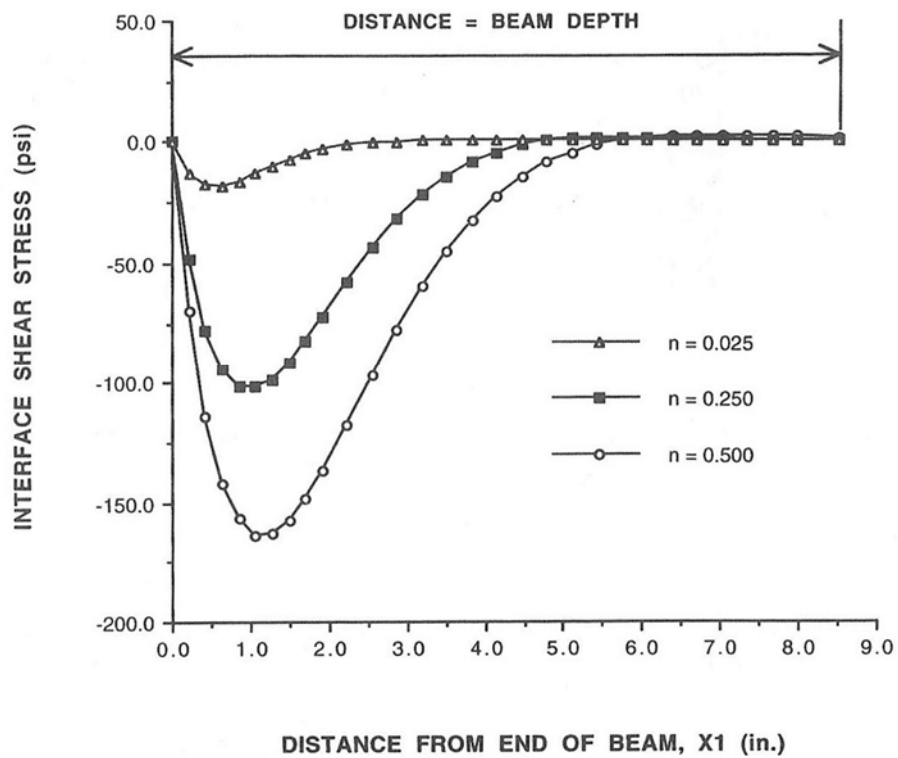


Figura 6.8 Sforzo tagliante τ_{xy} agente all'interfaccia al variare del rapporto "n" tra i moduli di rigidezza elastica degli strati

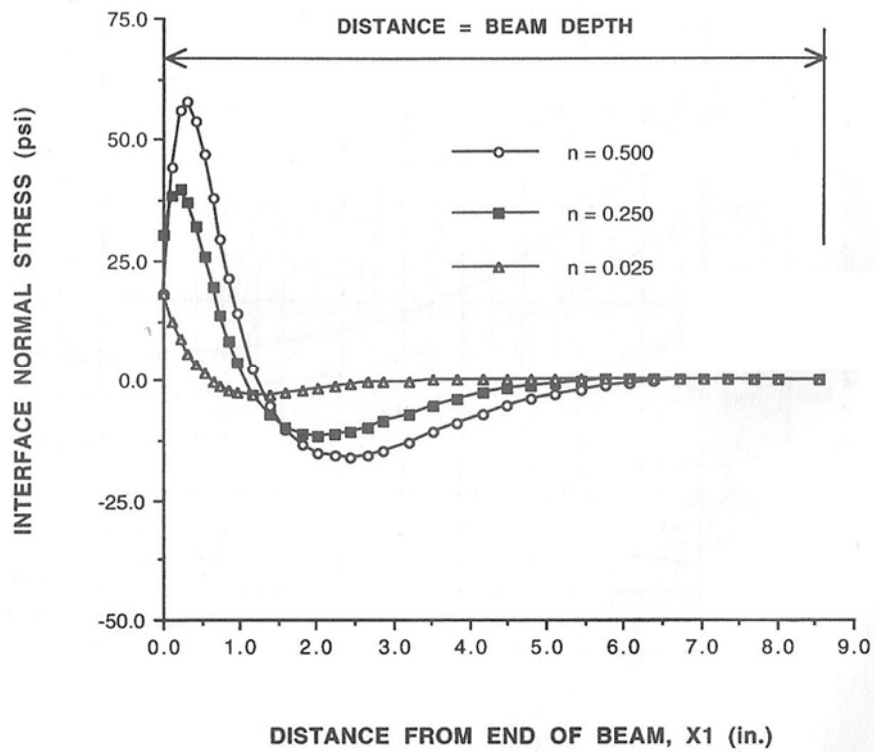


Figura 6.9 Sforzo normale σ_y agente all'interfaccia al variare del rapporto "n" tra i moduli di rigidezza elastica degli strati

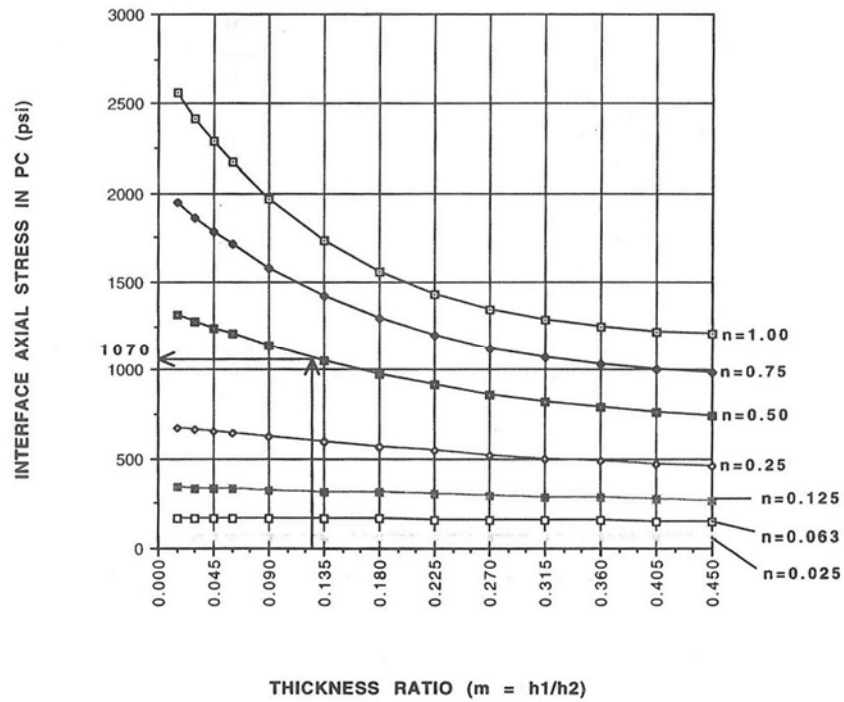


Figura 6.10 Sforzo assiale σ_x nel conglomerato polimerico al variare del rapporto "n" tra i moduli di rigidezza elastica e al variare del rapporto "m" tra gli spessori dei materiali

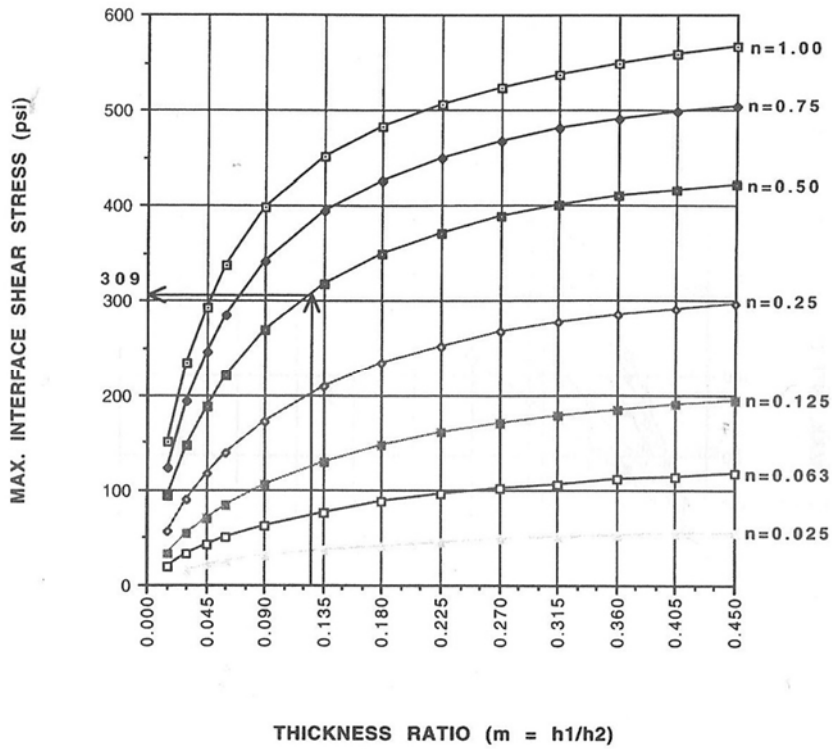


Figura 6.11 Sforzo tagliante τ_{xy} agente all'interfaccia al variare del rapporto "n" tra i moduli di rigidità elastica e al variare del rapporto "m" tra gli spessori dei materiali

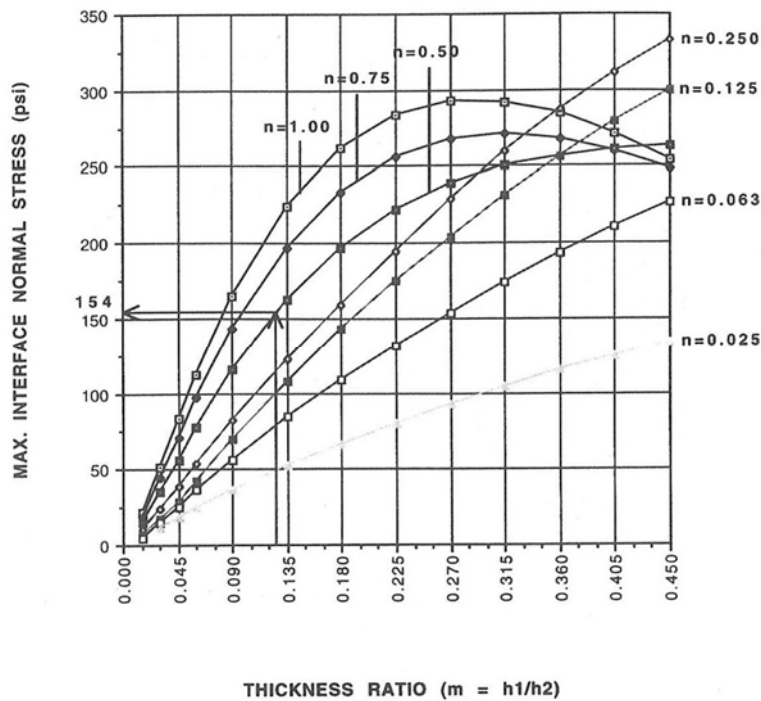


Figura 6.12 Sforzo normale σ_y agente all'interfaccia al variare del rapporto "n" tra i moduli di rigidità elastica e al variare del rapporto "m" tra gli spessori dei materiali

6.4 Studio del coefficiente di dilatazione o contrazione termica lineare in laboratorio

Lo scopo di un laboratorio è quello di eseguire prove sperimentali al fine di individuare opportuni indicatori che possano caratterizzare prestazionalmente un materiale cercando di ricostruire nel modo più fedele possibile le condizioni a cui sarà sottoposto nella realtà. La variazione dimensionale per effetti termici di un materiale (e, pertanto, la determinazione del coefficiente di dilatazione termica) risulta difficile da prevedere con esattezza dal momento che sono numerose le variabili indipendenti o fortemente correlate tra loro che concorrono e che la rendono incerta. In laboratorio non è possibile realizzare prove che tengano in considerazione di tutte le variabili presenti nella realtà, di conseguenza si cerca di individuare e isolare i fattori che maggiormente influenzano il comportamento del materiale. Uno studio (ISLAM e TAREFDER 2013) dimostra che esistono differenti valori tra coefficienti di dilatazione termica lineare e coefficienti di contrazione termica lineare di un materiale. Inoltre lo stesso studio si propone di verificare che i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio siano simili da quelli che si otterrebbero nella realtà di esercizio della pavimentazione. Le prove sono state effettuate su conglomerato bituminoso ma il concetto può essere esteso anche ad altri materiali quali quelli di derivazione polimerica.

Preliminarmente, gli autori presentano una tabella in cui vi sono elencati valori di coefficiente di dilatazione termica (C.T.E.⁹) e coefficiente di contrazione termica (C.T.C¹⁰) ottenuti da sperimentazioni passate, condotte in diversi laboratori internazionali, attraverso la tradizionale tecnica di conferire o sottrarre calore ad un provino di conglomerato bituminoso in modo uniforme avvalendosi di una cella a controllo di temperatura. All'interno della cella viene fatto posizionare il materiale e si registrano le variazioni di lunghezza del provino in seguito all'applicazione di un gradiente termico. I risultati delle sperimentazioni, riportati in una tabella, illustrano la variabilità dei valori di coefficiente di dilatazione termica che spazia da $1,9 \cdot 10^{-5}$ a $3,8 \cdot 10^{-5}$ [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]. In modo analogo, i valori di coefficiente di contrazione termica spaziano da $1,3 \cdot 10^{-5}$ a $3,8 \cdot 10^{-5}$ [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]. Il motivo della grande variabilità dei risultati delle prove condotte in laboratorio risiede dall'influenza che hanno, nelle varie sperimentazioni, la tipologia di strumenti adottati, il testing mode, il mix design (tipologia di aggregato e distribuzione granulometrica, tipologia e quantità di bitume), la geometria e il confezionamento dei provini. Inoltre, a parità di condizioni di prova e tipologia di provini adottati, i risultati illustrano una differenza nei valori di coefficiente di dilatazione termica da quello di contrazione termica. Questo comportamento viene confermato anche dalle prove sperimentali di laboratorio condotte dagli autori dell'articolo scientifico. Il coeffi-

⁹ Coefficient of thermal expansion;

¹⁰ Coefficient of thermal contraction.

coefficiente di dilatazione termica è stato trovato essere pari a $2,283 \cdot 10^{-5} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$ mentre quello di contrazione termica è stato trovato essere pari a $2,635 \cdot 10^{-5} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$, ottenuti in un range di temperatura che spazia dai $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ ai $50\text{ }^{\circ}\text{C}$. I coefficienti sono definiti come la pendenza dei rispettivi legami tra deformazioni e temperatura. Come si può vedere in *Figura 6.13*, è possibile suddividere il grafico in due regioni. Nella prima regione, caratterizzata da una fascia di temperatura $-10\text{ }^{\circ}\text{C} - 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ e chiamata *area delle basse temperature*, la pendenza della retta di contrazione è minore di quella di dilatazione, mentre nella seconda regione, caratterizzata da una fascia di temperatura $5\text{ }^{\circ}\text{C} - 50\text{ }^{\circ}\text{C}$ e chiamata *area delle alte temperature*, avviene l'opposto. Queste considerazioni si traducono in valori di coefficienti di dilatazione termica maggiori alle basse temperature e minori alle alte.

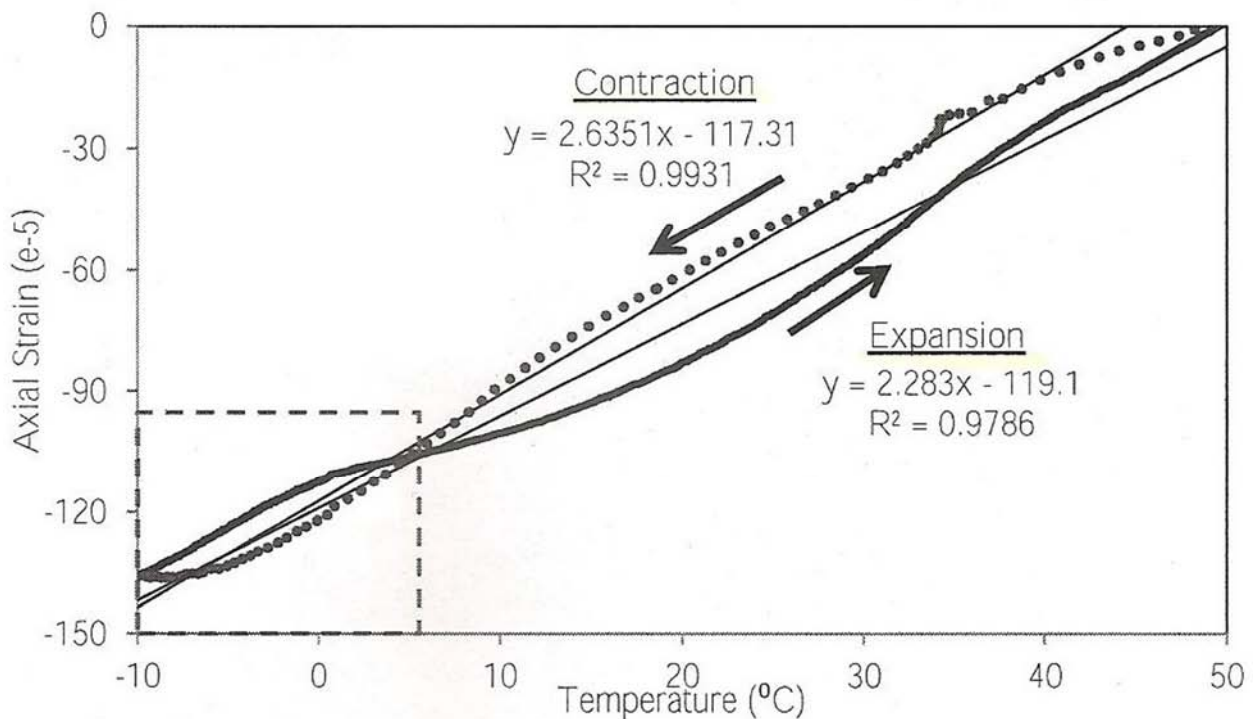


Figura 6.13 Coefficienti di dilatazione termica e coefficienti di contrazione termica; Area delle basse temperature e area delle alte temperature

Inoltre, lo scopo della sperimentazione è di verificare se i valori dei coefficienti di dilatazione/contrazione termica ottenuti per via sperimentale in laboratorio possono differire da quelli rilevati sul campo in quanto in laboratorio non è possibile ricreare tutte le condizioni che possono presentarsi nella realtà. Per questo motivo sono state effettuate delle rilevazioni delle deformazioni per effetti termici in pavimentazioni stradali ad Albuquerque nello stato del New Mexico (U.S.A.). La pavimentazione oggetto di studio è in conglomerato bituminoso avente uno strato di

usura pari a 263 mm, uno di base pari a 150 mm, uno di fondazione pari a 200 mm e, sottostante la pavimentazione, il sottofondo. All'interno della pavimentazione è stata opportunamente inserita la strumentazione idonea allo scopo. Si tratta, ricordando solo i principali strumenti, di quattordici trasduttori di deformazione orizzontale (H.A.S.G.¹¹), otto trasduttori di deformazione verticale (V.A.S.G.¹²), quattro celle di pressione per il terreno, tre sonde di umidità, sei sonde di temperatura. Le sperimentazioni sono state eseguite per quindici giorni nel periodo autunnale 16 ottobre-5 novembre (2012), e per 5 giorni nel periodo invernale: 3 dicembre, 25 dicembre (2012), 25 gennaio, 29 gennaio, 12 febbraio (2013). La temperatura di superficie è variata dai 6,53 ai 34,66 °C durante il periodo autunnale e dai -4,76 ai 6,40 °C durante quello invernale. I valori di coefficiente di dilatazione termica lineare osservati sul campo sono $2,40 \cdot 10^{-5} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$ in autunno e $3,00 \cdot 10^{-5} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$ in inverno. I valori di coefficiente di contrazione termica lineare osservati sul campo sono $2,97 \cdot 10^{-5} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$ in autunno e $2,47 \cdot 10^{-5} [^{\circ}\text{C}^{-1}]$ in inverno. Questi risultati dimostrano che i coefficienti di dilatazione/contrazione termica ottenuti per via sperimentale sul campo e quelli ottenuti per via sperimentale in laboratorio possono differire tra loro a causa delle differenti condizioni al contorno che caratterizzano le due differenti prove; tuttavia i risultati ottenuti si presentano sufficientemente simili tra loro.

La *Figura 6.14* illustra la variazione di temperatura e di deformazione orizzontale rilevata nel periodo 15 ottobre-28 febbraio. Il decremento delle deformazioni e della temperatura costituiscono i dati utilizzati per ricavare il coefficiente di contrazione termica lineare. L'incremento delle deformazioni e della temperatura costituiscono i dati per ricavare il coefficiente di dilatazione termica.

¹¹ Horizontal Asphalt Strain Gages;

¹² Vertical Asphalt Strain Gages.

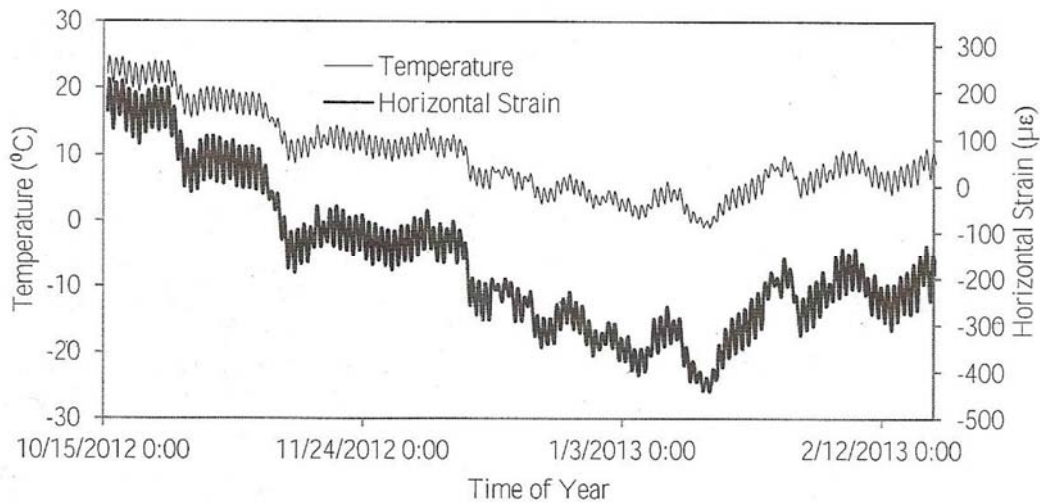


Figura 6.14 Variazione di temperatura e di deformazione orizzontale del manto stradale rilevata nel periodo 15 ottobre 2012-28 febbraio 2013

La Figura 6.15 illustra come cambiano le deformazioni orizzontali sulla pavimentazione durante le 24h di un giorno, in particolare si osserva che le deformazioni orizzontali per effetti termici decrescono al decrescere della temperatura; viceversa, le deformazioni orizzontali aumentano all'aumentare della temperatura. Inoltre, il picco delle deformazioni orizzontali segue in modo fedele il picco di temperatura. Si vuole ricordare che la deformazione alle 00:00 (mezzanotte) è stata considerata come riferimento (zero) nella calibrazione della strumentazione.

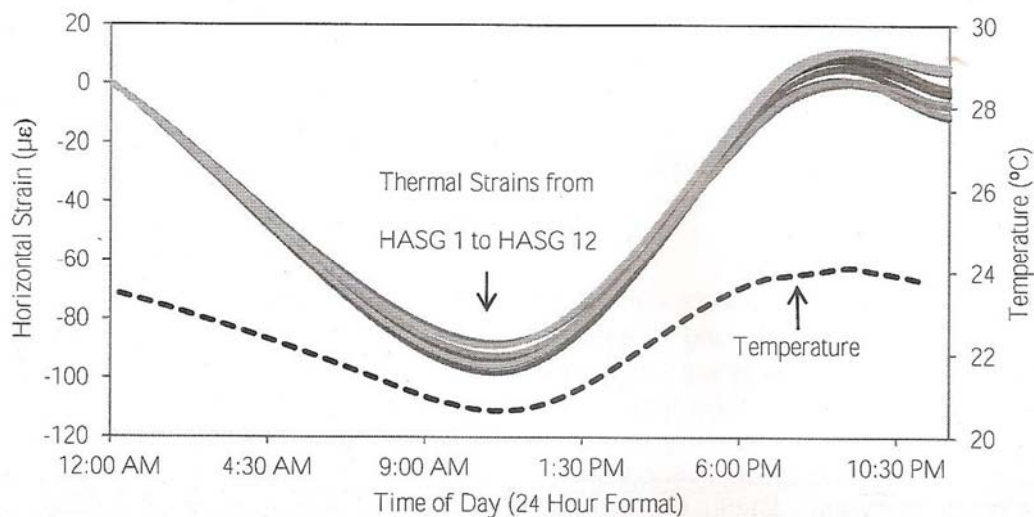


Figura 6.15 Andamento delle deformazioni orizzontali sulla pavimentazione durante le 24h di un giorno. Le deformazioni orizzontali per effetti termici decrescono al decrescere della temperatura; viceversa, le deformazioni orizzontali aumentano all'aumentare della temperatura.

Ulteriori considerazioni possono essere effettuate sul comportamento della pavimentazione per effetti termici. Dal momento che la pavimentazione è costituita da una stratigrafia non omogenea, dilata e si contrae in modo differente. In aggiunta, il suo comportamento risulta influenzato anche dalla differente temperatura che si registra in uno stesso istante in diversi punti della pavimentazione a differenti profondità. Questa considerazioni nascono dai risultati ottenuti sul campo posizionando delle sonde di temperatura e dei trasduttori di deformazione con differenti profondità di inserimento all'interno della pavimentazione. Le sei sonde di temperatura infatti sono state collocate a 0, 50, 90, 263, 375, 525 mm; i trasduttori di deformazione a 90 mm e 263 mm.

7 MODELLI E LEGAMI COSTITUTIVI

7.1 Introduzione

Un conglomerato bituminoso e un conglomerato polimerico risultano essere miscele accomunate da analoghe peculiarità reologiche¹³. La proprietà fondamentale di questi materiali, che ne regola il loro comportamento meccanico, è la viscoelasticità. Nelle seguenti pagine verranno presentati modelli e legami costitutivi utilizzati tradizionalmente nel campo dell'ingegneria stradale per descrivere il comportamento meccanico di un conglomerato bituminoso e che si prestano, in modo adeguato, ad essere estesi per la descrizione meccanica di un materiale a base di legante polimerico. È necessario ricordare che il comportamento di materiali polimerici è ben noto in valore assoluto in quanto molto utilizzati dall'ingegneria industriale da diverse decine di anni ma risulta piuttosto sconosciuto il loro utilizzo come sovrastrutture stradali.

La viscoelasticità li rende in parte simili a fluidi viscosi, in parte simili a solidi elastici. Infatti, se ad una manufatto realizzato con un legante bituminoso o con un legante polimerico, viene applicata una forza F questa produce una sollecitazione σ costante e una deformazione ε che non rimane costante ma aumenta all'aumentare del tempo di applicazione del carico a causa di un arrangiamento delle macromolecole. Togliendo la forza esterna, la deformazione cala nel tempo sino ad annullarsi o a stabilizzarsi in prossimità di valori maggiori di zero. Questo significa che, al contrario di quanto avviene nei solidi elastici, la correlazione tensioni-deformazioni non può svincolarsi dal tempo di applicazione del carico. Non solo, dopo lo scarico della forza applicata, il solido ritorna alla sua geometria iniziale necessitando di un certo tempo per il totale o parziale recupero. I materiali bituminosi o polimerici risultano essere influenzati anche dalla temperatura, in quanto alle alte temperature i moti microbrowniani degli elementi discreti delle catene macromolecolari sono più favoriti e ciò implica maggiori deformabilità macroscopiche a parità di tempo di osservazione e carico costante. In sintesi, si può pensare che un materiale a comporta-

¹³ La reologia è la scienza che studia gli equilibri raggiunti nella materia deformata per effetto di sollecitazioni. Costituisce un punto di incontro interdisciplinare per una varietà di discipline scientifiche: biologia, chimica, fisica, matematica, ingegneria e geologia.

mento viscoelastico (come un legante bituminoso o uno polimerico) abbia risposte meccaniche influenzate da temperatura, tempo e velocità di applicazione del carico e che si possa catalogare come un materiale a comportamento intermedio tra solidi elastici e fluidi viscosi. La differenza tra materiali a comportamento viscoelastico e materiali a comportamento puramente elastico (metalli o ceramiche) risiede nel fatto che, per piccole deformazioni, i solidi puramente elastici seguono una legge di proporzionalità lineare tra tensioni e deformazioni e indipendente dal tempo di applicazione del carico, nota come legge di Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

La differenza tra materiali a comportamento viscoelastico e materiali a comportamento puramente viscoso, risiede nel fatto che, i fluidi viscosi si comportano secondo leggi che descrivono processi irreversibili di deformazione e, a basse velocità, descritti dalla legge di Newton:

$$\sigma = \eta \cdot \dot{\varepsilon}$$

Nella formula, η è una costante che rappresenta la viscosità.

I materiali viscoelastici reali hanno un comportamento descrivibile attraverso una combinazione di processi puramente elastici e di processi puramente viscosi. A basse temperature e ad alte velocità di deformazione il comportamento dei materiali viscoelastici tende a quello dei solidi elastici, mentre ad alte temperature o basse velocità di deformazione tende a quello dei fluidi viscosi.

7.2 Modelli costitutivi

I modelli costitutivi elaborati dai ricercatori per lo studio e la riproduzione del comportamento del conglomerato bituminoso soggetto a carichi statici o dinamici in laboratorio sono molteplici e, ognuno, caratterizza la miscela in modo differente. La miscela bituminosa può avere un comportamento elastico, visco-elastico lineare, visco-elastico non lineare o visco-elasto-plastico a seconda delle modalità di carico (intensità e frequenza) e della temperatura del materiale. Quando applico un carico ad una miscela bituminosa questa si deforma istantaneamente ma se il carico permane nel tempo, sebbene di entità costante, la deformazione continuerà a crescere. La deformazione iniziale istantanea è una deformazione elastica di tipo reversibile, ciò significa che

alla rimozione del carico la deformazione viene totalmente recuperata; l'altra, è una deformazione dovuta alla viscosità e di tipo irreversibile, pertanto ad ogni ciclo di carico e scarico rimarrà una deformazione residua non più recuperabile. Ad ogni ciclo, pertanto, si accumuleranno deformazioni permanenti irreversibili. La funzione di *creep compliance* (Figura 7.1) illustra come, alla rimozione del carico, vi siano una parte di deformazione completamente recuperata e un parte non più recuperabile.

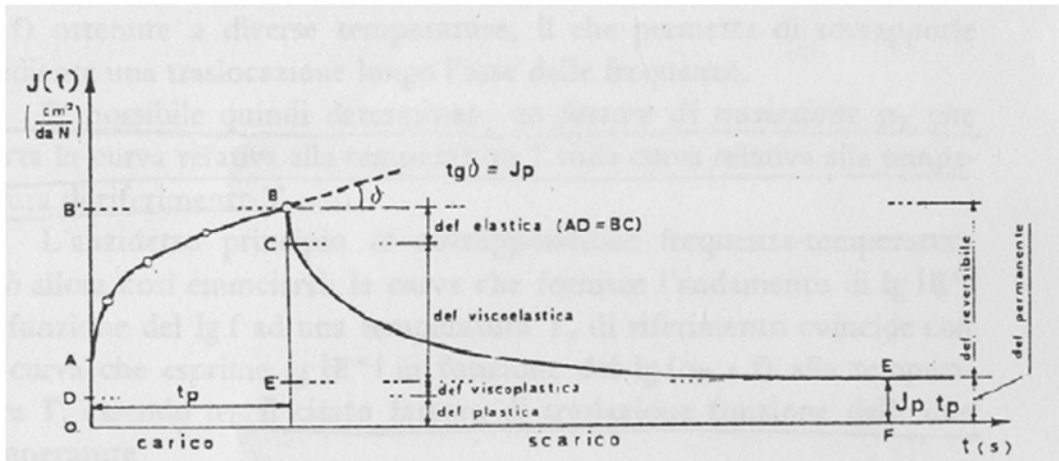


Figura 7.1 Funzione di creep compliance

La Figura 7.2 illustra l'andamento della funzione di creep compliance nel tempo: le deformazioni irreversibili crescono ad ogni ciclo di carico e scarico.

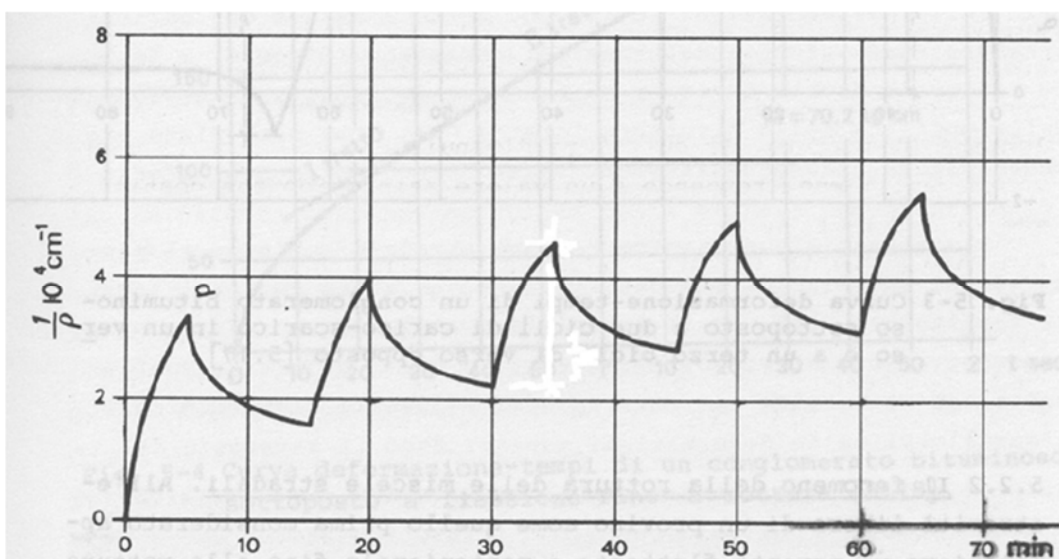


Figura 7.2 Funzione di creep compliance nel tempo

In linea del tutto generale si può interpretare il comportamento del conglomerato bituminoso come elastico e lineare solamente quando subisce piccole deformazioni e per un periodo di tempo limitato; mentre quando le entità delle deformazioni sono più elevate e il periodo di applicazione del carico prolungato, la sua risposta sarà certamente influenzata dalla viscosità e il modello elastico lineare non può più rappresentare sufficientemente bene il comportamento del conglomerato bituminoso.

Il comportamento del conglomerato bituminoso può essere descritto mediante l'uso di modelli matematici, i quali si possono classificare secondo due tipologie: modelli costitutivi al continuo o modelli micromeccanici. I modelli costitutivi al continuo sono utilizzati da oltre cinquant'anni e trattano il materiale come un mezzo continuo ed omogeneo che risponde alle sollecitazioni in base a schemi meccanici dedotti dalle osservazioni sul comportamento del materiale in laboratorio. I modelli micromeccanici simulano il comportamento tenso-deformativo del materiale con leggi basate sulle proprietà microscopiche dell'aggregato e mediante un modello di variazione dello spessore del film di legante interposto tra le particelle del sistema. Appartengono a questo gruppo di modelli anche i modelli microstrutturali e quelli ad elementi finiti, i quali suddividono la struttura interna del materiale in elementi aggregato, con risposta elastica e elementi bitume, con risposta viscoelastica.

Nel seguito verranno presi in esame due modelli al continuo tra i più utilizzati: il modello elastico lineare e il modello viscoelastico lineare.

7.2.1 Modello elastico lineare

Un materiale si definisce elastico quando si verificano al contempo le seguenti condizioni: la curva di scarico è identica a quella di carico e la deformazione viene completamente recuperata in seguito alla rimozione del carico applicato. Un materiale elastico risponde ad una sollecitazione in modo indipendente dal tempo e dalla velocità di applicazione del carico. Il modello costitutivo elastico lineare si basa su ipotesi di omogeneità, isotropia ed elasticità del materiale, caratterizzato da un modulo di rigidezza elastica E (Modulo di Young) e un coefficiente di contrazione trasversale ν (coefficiente di Poisson). Per scopi ingegneristici è possibile utilizzare il modello elastico lineare come modello costitutivo per caratterizzare il comportamento meccanico di un conglomerato bituminoso soltanto se operiamo con piccole deformazioni, tempi di carico limitati e basse temperature.

Il modello elastico lineare è adottato in alcuni metodi di dimensionamento empirici-teorici delle pavimentazioni stradali quali, ad esempio, il *Metodo Shell* e la sua evoluzione il *Metodo Bi-*

sar. Questi metodi, validi per pavimentazioni di tipo flessibile, schematizzano la pavimentazione come un multistrato elastico.

7.2.2 Modello viscoelastico lineare

Un materiale si definisce viscoelastico quando si verificano al contempo le seguenti condizioni: la curva di scarico è differente da quella di carico e la deformazione può venire completamente o solo parzialmente recuperata in seguito alla rimozione del carico applicato in un certo tempo. Un materiale viscoelastico risponde ad una sollecitazione in modo strettamente dipendente dal tempo e dalla velocità di applicazione del carico. È negli anni '50 che ebbero inizio i primi tentativi per la rappresentazione fisico-meccanica del comportamento del conglomerato bituminoso mediante l'adozione delle teorie della viscoelasticità. I modelli costitutivi viscoelastici lineari sono più adatti per rappresentare il comportamento del materiale quando le entità delle deformazioni sono più elevate¹⁴ e il periodo di applicazione del carico prolungato. In questa situazione, la sua risposta sarà certamente influenzata dalla viscosità e il modello elastico lineare non può più rappresentare sufficientemente bene il comportamento del conglomerato bituminoso.

Un materiale viscoelastico presenta uno stato deformativo caratterizzato dai campi di elasticità iniziale, elasticità ritardata e deformazione viscosa sotto carico costante. I modelli viscoelastici che sono nati nel passato tentavano di ricostruire una o più di queste situazioni. In linea generale si può affermare che più il modello era semplice, più presentava difetti di rappresentazione del reale comportamento del materiale.

I modelli viscoelastici lineari trattano le tensioni applicate o le deformazioni subite come se fossero la somma di una componente elastica e una componente viscosa. Le due componenti sono descritte rispettivamente, in funzione della deformazione, dalla legge di Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) e, in funzione della velocità di deformazione, dalla legge di Newton ($\sigma = \eta \cdot \dot{\varepsilon}$). In altre parole si può schematizzare il comportamento del materiale attraverso un modello meccanico costituito da una molla caratterizzata da una costante elastica e da un pistone caratterizzato da uno smorzamento viscoso. I due modelli viscoelastici più semplici che stanno alla base di successive complicazioni sono:

- Modello di Maxwell;
- Modello di Kelvin-Voigt.

¹⁴ Le deformazioni, tuttavia, non possono essere troppo elevate altrimenti nel campo della plasticità.

Il modello di Maxwell è caratterizzato da una combinazione in serie di una molla e di un pistone. Secondo questo modello, la tensione totale agente sul sistema risulta essere uguale sia sulla molla che sul pistone:

$$\sigma_{TOT} = \sigma_E = \sigma_\eta$$

dove:

- σ_{TOT} è la tensione totale del materiale;
- σ_E è la tensione agente sulla molla;
- σ_η è la tensione agente sul pistone.

Il sistema subisce un allungamento che è la somma degli allungamenti di molla e pistone. Tali allungamenti, rapportati alla lunghezza iniziale di tutto il modello, rappresentano le deformazioni:

$$\varepsilon_{TOT} = \varepsilon_E + \varepsilon_\eta$$

dove:

- ε_{TOT} è la deformazione totale del sistema;
- ε_E è la deformazione della molla;
- ε_η è la deformazione del pistone.

Per come è concepito e schematizzato il modello, si riesce a studiare la deformazione elastica istantanea data dalla molla e, successivamente, la deformazione viscosa data dal pistone. Il modello non è in grado di rappresentare la deformazione elastica ritardata.

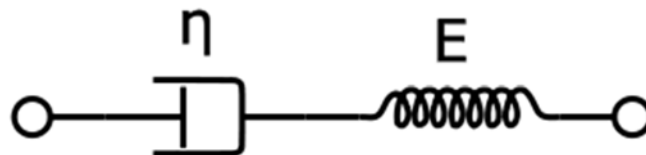


Figura 7.3 Modello di Maxwell: molla e pistone in serie

Il modello di *Kelvin-Voigt* è caratterizzato da una combinazione in parallelo di una molla e di un pistone. Secondo questo modello, la tensione totale agente sul sistema risulta essere la somma di quella agente sulla molla e di quella agente sul pistone:

$$\sigma_{TOT} = \sigma_E + \sigma_\eta$$

dove:

- σ_{TOT} è la tensione totale del materiale;
- σ_E è la tensione agente sulla molla;
- σ_η è la tensione agente sul pistone.

Il sistema subisce un allungamento uguale per tutti i componenti del sistema. Tali allungamenti, rapportati alla lunghezza iniziale di tutto il modello, rappresentano le deformazioni:

$$\varepsilon_{TOT} = \varepsilon_E = \varepsilon_\eta$$

dove:

- ε_{TOT} è la deformazione totale del sistema;
- ε_E è la deformazione della molla;
- ε_η è la deformazione del pistone.

Per come è concepito e schematizzato il modello, si riesce a studiare la deformazione elastica ritardata in quanto il pistone costringe la molla a muoversi in modo solidale. Il modello non è in grado di rappresentare la deformazione elastica istantanea e la deformazione viscosa.

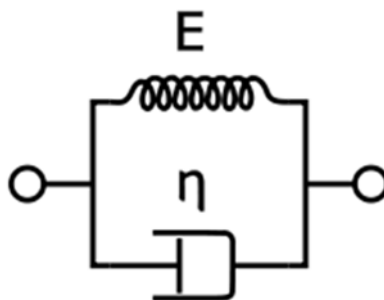


Figura 7.4 Modello di Kelvin- Voigt: molla e pistone in parallelo

I modelli di *Maxwell* e il modello di *Kelvin-Voigt* sono inadeguati a descrivere il reale comportamento di un materiale con caratteristiche di viscoelasticità se non in particolari condizioni al contorno che, per un materiale con legante bituminoso, possono essere tempi di carico molto brevi e basse temperature (risulta adeguato il modello di *Maxwell*) o tempi di carico molto lunghi e alte temperature (risulta adeguato il modello di *Kelvin-Voigt*).

Successivamente, dalla combinazione del modello di *Maxwell* e del modello di *Kelvin-Voigt* venne proposto il modello di *Burger*. Tale modello è costituito da una coppia molla-pistone in parallelo e una coppia molla-pistone in serie e risulta in grado di rappresentare tutte e tre le fasi deformative: elastica, elastica-ritardata, viscosa. Nel momento in cui si applica il carico si verifica una deformazione elastica istantanea e, contemporaneamente, inizia a manifestarsi una deformazione viscosa. Subito dopo, ha inizio una deformazione elastica ritardata la quale, una volta esauritasi, cede il passo alla fase viscosa. Al cessare del carico si ha dapprima un recupero elastico, poi un recupero elastico ritardato fino al raggiungimento del grado di deformazione irreversibile che rappresenta la condizione di stabilità.

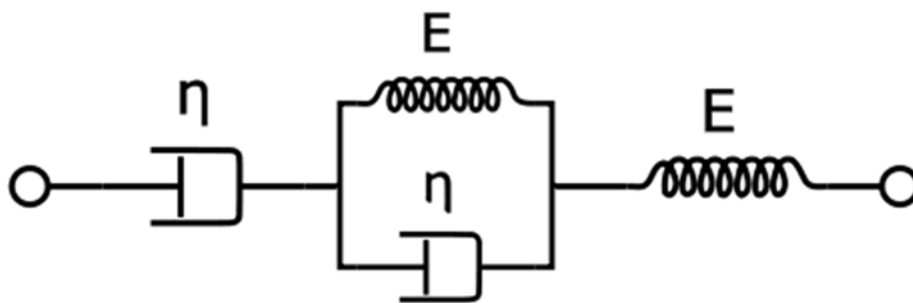


Figura 7.5 Modello di Burger: coppia molla-pistone in parallelo e coppia molla-pistone in serie

Anche il modello di Burger, sebbene più complesso di quello di Maxwell e di Kelvin-Voigt, risulta non sufficientemente ricco per rappresentare il fenomeno reale di viscoelasticità di un materiale con un legante bituminoso o polimerico dal momento che la deformazione elastica e viscosa non possono essere caratterizzate da una sola costante elastica e un solo smorzatore viscoso. Per tali motivi, sono comparsi modelli composti da un sistema di n modelli di Maxwell disposti in parallelo che hanno preso il nome di modello di *Maxwell generalizzato*, oppure modelli composti da un sistema di n modelli di Kelvin-Voigt disposti in serie che hanno preso il nome di modello di *Kelvin-Voigt generalizzato*.

7.3 Legami costitutivi

Lo studio analitico razionale del comportamento di una pavimentazione stradale presuppone la conoscenza delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno di sottofondo e di tutti gli strati del pacchetto presenti. Il legame tensioni-deformazioni è concettualmente descritto da un parametro sintetico chiamato modulo di rigidezza. Il modulo di rigidezza più comune è quello adottato con i materiali per cui si ammette la validità della legge di Hooke ed è chiamato modulo elastico (o modulo di Young).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Nel caso del bitume o di altri materiali viscosi, spesso è riduttivo descrivere il legame tensioni-deformazioni attraverso un modulo di rigidezza elastica poiché verrebbero perse le caratteristiche di viscosità del materiale. Risulta, pertanto, più idonea la definizione di un parametro che sia in grado di tenere in memoria queste caratteristiche. La legge costitutiva dei materiali viscoelastici dipende dalla temperatura, dal tempo e dalla velocità di applicazione del carico. Relativamente ad una sovrastruttura stradale, il concetto di modulo di rigidezza è direttamente correlato con la capacità dei materiali della pavimentazione di deformarsi sotto i carichi; in funzione del legame presente tra gli strati, il modulo di rigidezza rappresenta la capacità di diffondere le tensioni all'interno del pacchetto stradale e quindi di assorbire le azioni del traffico veicolare. Il problema di garantire un'efficace distribuzione degli sforzi dovuti al traffico mobile riguarda sia le singole miscele componenti gli strati, sia la totalità del pacchetto stradale per il quale deve essere realizzato un ottimo legame tra i vari strati; deve essere dato un corretto dimensionamento degli spessori da sovrapporre e, non meno importante, deve essere realizzata un'ottima posa in opera con adeguate compattazioni. A parità di condizioni di posa, condizioni ambientali esterne e tipo di carico applicato, una pavimentazione caratterizzata da un alto modulo di rigidezza trasferisce sul sottofondo i carichi di compressione su un'area più ampia e con un'intensità minore rispetto ad una pavimentazione caratterizzata da un basso modulo di rigidezza.

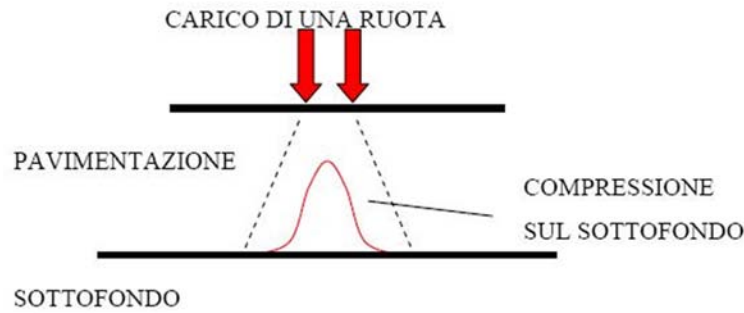


Figura 7.6 Effetti sul sottofondo di una pavimentazione con basso modulo di rigidità

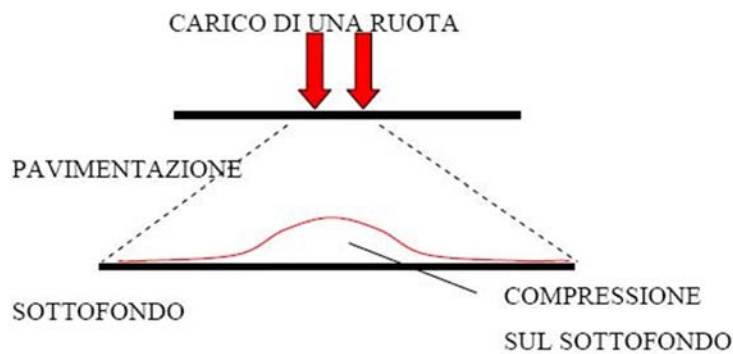


Figura 7.7 Effetti sul sottofondo di una pavimentazione con alto modulo di rigidità

È possibile distinguere due tipologie di rigidità a seconda della modalità di applicazione dei carichi: un modulo statico determinabile in laboratorio attraverso delle prove di *creep* statico e un modulo dinamico determinabile in laboratorio attraverso prove di *creep* dinamico. Per descrivere la risposta di un materiale utilizzato in una pavimentazione stradale e darne una caratterizzazione razionale-prestazionale, il modulo di rigidità di tipo statico risulta essere più appropriato a valutare il comportamento di una pavimentazione sottoposta a carico costante nel tempo (es. automobile in sosta in un parcheggio).

$$S_m = \frac{\sigma_m}{\varepsilon(t, T)}$$

dove:

- S_m è il modulo di rigidità statico monoassiale;
- σ_m è la tensione monoassiale costante nel tempo;

- ε è la deformazione in funzione del tempo di applicazione del carico e della temperatura (costante)

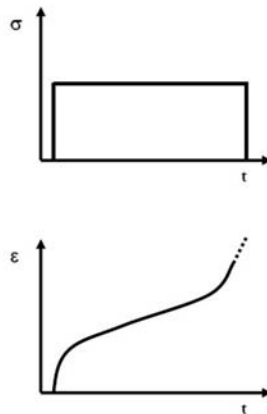


Figura 7.8 Prove di creep statico; Tensione costante nel tempo, deformazione che dipende dal tempo di applicazione del carico

Il modulo di rigidezza di tipo dinamico, invece, risulta essere più idoneo a valutare il comportamento di una pavimentazione sottoposta a carico variabile nel tempo (es. passaggio ripetuto di automobili). Si suppone una sollecitazione di tipo sinusoidale¹⁵ con pulsazione ω e ritardo di fase φ che tiene in conto del carattere viscoso del materiale.

$$E^* = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{\sigma_0 \cdot \sin(\omega t)}{\varepsilon_0 \cdot \sin(\omega t - \varphi)}$$

dove:

- E^* è il modulo di rigidezza dinamico;
- σ_0 è la tensione massima applicata;
- ε_0 è la deformazione massima;
- ω è la pulsazione di carico ($\omega = 2\pi/T$);
- φ è l'angolo di fase (differenza di fase tra la tensione e la deformazione).

¹⁵ Da una sollecitazione sinusoidale ci si aspetta una risposta di tipo sinusoidale se l'entità della deformazione è modesta. Si è in campo visco-elastico lineare.

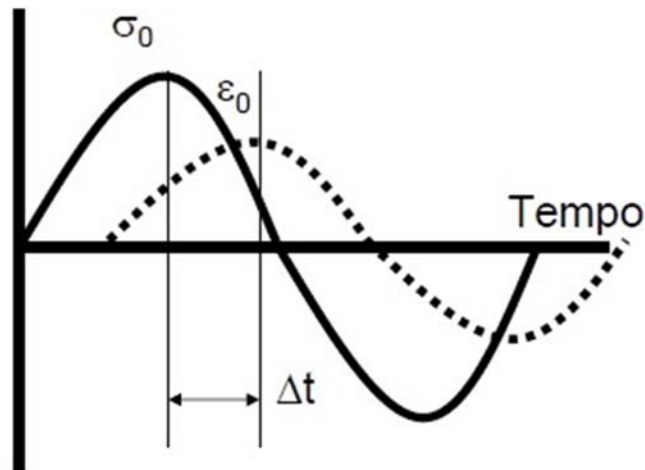


Figura 7.9 Prove di creep dinamico; Tensione sinusoidale, Deformazione sinusoidale con ritardo di fase φ

Va certamente sottolineato che la determinazione del modulo di rigidità dinamico presenta aspetti complicati sia nell'esecuzione della prova, sia nell'interpretazione dei risultati. Ne consegue che la sua espressione è inefficace a descrivere la risposta della pavimentazione sottoposta a carico dinamico. Per queste ragioni, il modulo di rigidità dinamica si deve interpretare come un modulo complesso rappresentato in un diagramma complesso.

Il modulo complesso descrive la relazione tra la tensione e la deformazione di un materiale a comportamento visco-elastico lineare sottoposto a carico dinamico. Il numero complesso è costituito da una parte reale, che rappresenta la risposta elastica del materiale ovvero la frazione del lavoro reversibile sotto l'azione di un carico, e da una parte immaginaria, che rappresenta la componente viscosa legata alla frazione di lavoro irreversibile che viene dissipata. L'espressione generale di un modulo complesso è di questo tipo:

$$|E^*| = E_1 + i \cdot E_2$$

dove:

- E_1 è la componente reale del modulo complesso;
- E_2 è la componente immaginaria del modulo complesso.

Se si rappresenta la relazione del modulo di rigidità dinamico attraverso il modulo complesso si ottiene:

$$E^* = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{\sigma_0 \cdot \sin(\omega t)}{\varepsilon_0 \cdot \sin(\omega t - \varphi)} = |E^*| \cdot (\cos \varphi + i \cdot \sin \varphi) = (|E^*| \cdot \cos \varphi) + i \cdot (|E^*| \cdot \sin \varphi)$$

dove:

- E^* è il modulo complesso;
- $|E^*|$ è il valore assoluto del modulo complesso;
- $E_1 = |E^*| \cdot \cos \varphi$;
- $E_2 = |E^*| \cdot \sin \varphi$.

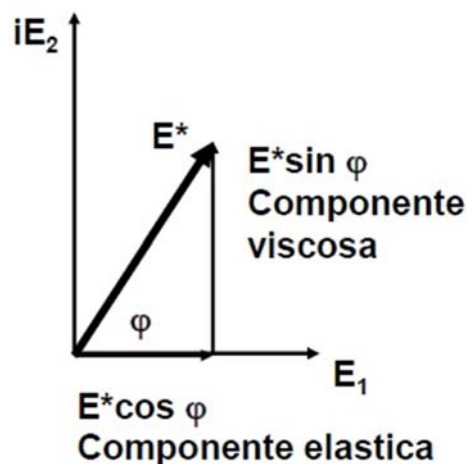


Figura 7.10 Rappresentazione del modulo di rigidezza nel piano complesso

L'angolo di fase φ indica il ritardo temporale che si ha tra l'applicazione della sollecitazione e il manifestarsi della conseguente deformazione. Osservando l'espressione della deformazione nel tempo $\varepsilon(t)$, si può notare che l'argomento della funzione *seno* non è semplicemente (ωt) , come nell'espressione della tensione $\sigma(t)$, ma $(\omega t - \varphi)$. La deformazione avviene, quindi, con un certo ritardo rispetto alla sollecitazione. Il valore dell'angolo di fase φ ci fornisce una misura della viscosità del materiale: φ è nullo nei materiali perfettamente elastici; φ è pari a 90° per materiali perfettamente viscosi. Lo sfasamento temporale che si ha tra l'applicazione del carico e la manifestazione dello spostamento è dato dal rapporto tra l'angolo di fase e la pulsazione. La componente reale E_1 prende il nome di modulo di restituzione (associata al comportamento elastico del materiale), mentre la componente immaginaria E_2 prende il nome di modulo di dissipazione (associata al comportamento viscoso del materiale).

7.3.1 Moduli di rigidezza per conglomerati bituminosi ottenuti secondo protocollo europeo UNI EN 12697-26

La valutazione sperimentale del modulo di rigidezza in laboratorio può essere effettuato secondo diverse tipologie di prova che si differenziano tra loro per lo stato tensionale indotto ai provini, per le geometrie dei campioni, lo schema di carico e i vincoli impiegati. Al fine di uniformare le prove sperimentali e di conseguenza i risultati che si ottengono dalle prove, il protocollo europeo UNI EN 12697-26 prevede cinque differenti prove per la determinazione del modulo di rigidezza per provini in conglomerato bituminoso mantenendo il materiale in campo visco-elastico lineare. Le prove vengono descritte in dettaglio nei quattro *annessi* del protocollo:

- Annesso A: Modulo di rigidezza determinato attraverso prove flessionali di provini su 2 punti;
- Annesso B: Modulo di rigidezza determinato attraverso prove flessionali di provini su prismatici su 3 punti o su 4 punti;
- Annesso C: Modulo di rigidezza determinato attraverso prove a trazione indiretta su provini cilindrici;
- Annesso D/E: Modulo di rigidezza determinato attraverso prove a trazione - compressione e trazione su provini cilindrici.

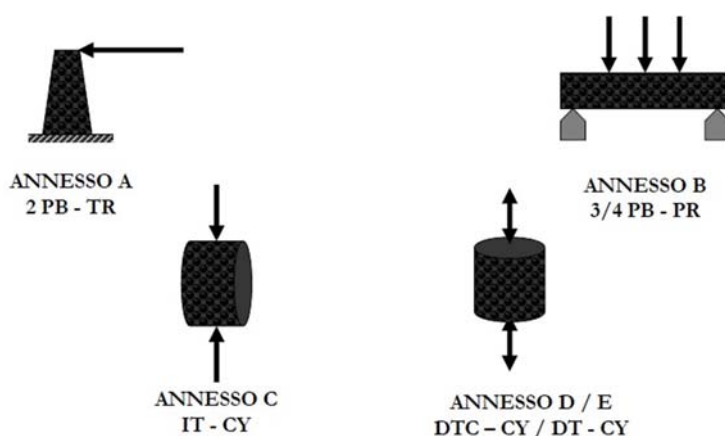


Figura 7.11 Modalità di prova per la determinazione del modulo di rigidezza previste dal protocollo europeo UNI EN 12697-26

Ogni annesso prescrive quali siano le geometrie da rispettare per la realizzazione dei provini e i rapporti specifici tra le varie dimensioni (diametro e altezza per provini cilindrici; lunghezza e sezione per quelli prismatici). Avendo a disposizione tutti i parametri geometrici dei provini e,

grazie all'esecuzione delle prove, i carichi applicati e le relative deformazioni ottenute, è possibile calcolare l'angolo di fase φ , l'ampiezza delle tensioni e delle deformazioni. Si hanno, ora, a disposizione tutti i dati per il calcolo delle due componenti del modulo complesso, la cui espressione generale riportata nel protocollo europeo UNI EN 12697-26 è:

$$E_1 = \gamma \left(\frac{F}{z} \cdot \cos \varphi + \frac{\mu}{10^{-6}} \cdot \omega^2 \right)$$

$$E_2 = \gamma \left(\frac{F}{z} \cdot \sin \varphi \right)$$

dove:

- E_1 è la componente reale del modulo complesso [MPa];
- E_2 è la componente immaginaria del modulo complesso [MPa];
- F è l'entità massima dell'onda di carico [N];
- z è l'entità massima dell'onda di spostamento [mm];
- ω è la pulsazione di carico [rad/s];
- φ è l'angolo di fase [°];
- μ è il fattore di massa funzione della massa M del provino e la massa m delle parti mobili che influenzano la forza risultante con la propria inerzia [g];
- γ è il fattore di forma funzione della forma e dimensioni del provino [mm^{-1}].

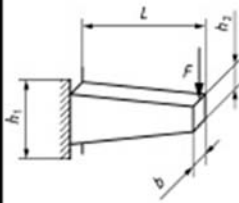
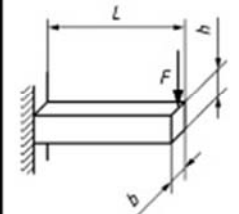
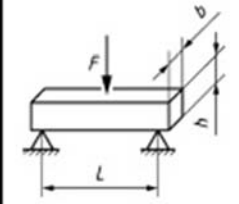
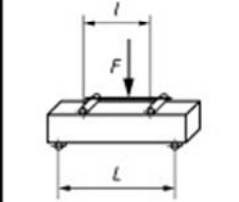
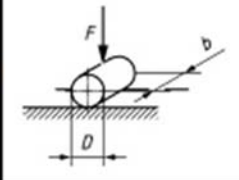
Type of loading	Form factor, γ mm^{-1}	Mass factor, μ (g)
2PB-TR 	$\frac{12L^3}{b(h_1 - h_2)^3} \left[2 - \frac{h_2}{2h_1} - \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right]$	$0,135 M + m^a$
2PB-PR 	$\frac{4L^3}{bh^3}$	$\frac{M}{4} + m$
3PB-PR 	$\frac{24L^3}{\pi^4 bh^3} = \frac{L^3}{4bh^3}$	$\frac{M+m}{2}$
4PB-PR 	$\frac{L^2 A}{bh^3} \left(\frac{3}{4} - \frac{A^2}{L^2} \right) b$	$R(X) \left(\frac{M}{\pi^4} + \frac{m}{R(A)} \right) b$
IT-CY and CIT-CY 	$\frac{1}{b} \times (\nu + 0,27)$	-

Figura 7.12 Coefficienti di massa μ e forma γ per le prove di valutazione del modulo complesso

Infine è possibile calcolare la norma del modulo complesso secondo la relazione:

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2}$$

I protocolli previsti dall'Annesso A e B consentono di determinare il modulo di rigidezza attraverso prove flessionali su 2, 3 o 4 punti. La prova di flessione su due punti (*two point bending test*) prevede l'applicazione di una forza ciclica all'estremità superiore di un provino trapezoidale

avente l'estremità inferiore vincolata ad una piastrina metallica. La tensione normale agente nella generica sezione trasversale, generata dal carico esterno, varia con continuità lungo l'asse longitudinale del provino. Le prove di flessione su tre o quattro punti (*three or four point bending test*) prevedono provini prismatici vincolati alle estremità, i quali sono soggetti all'azione di forze agenti, rispettivamente, in un unico punto oppure in due punti distinti. La configurazione di trave su due appoggi con carico in mezzzeria, "*three point bending test*", sviluppa il massimo momento nel punto in corrispondenza del quale viene applicata la forza; quella di trave su due appoggi doppiamente caricata, "*four point bending test*", presenta invece taglio nullo e momento flettente costante nel terzo medio del provino.

Il protocollo previsto dall'Annesso C consente di determinare il modulo di rigidezza attraverso prove a trazione indiretta su provini cilindrici. La prova (*indirect tensile test*) prescrive l'uso di provini cilindrici caricati, lungo tutto lo spessore, con una forza verticale che sviluppa tensioni normali di compressione nel piano diametrale orizzontale e tensioni normali di trazione in quello diametrale verticale. Tale prova sviluppa nel provino uno stato di tensione di tipo biassiale che innesca la frattura in un'area a trazione uniforme.

Il protocollo previsto dall'Annesso D e E consente di determinare il modulo di rigidezza attraverso prove a trazione-compressione e trazione su provini cilindrici. La prova di trazione-compressione (*direct tension compression test*) viene eseguita con provini cilindrici mediante l'applicazione di una forza assiale, che induce tensioni uniformemente distribuite lungo le sezioni trasversali. Le prove di trazione e compressione, rispetto ai test di flessione, presentano una configurazione meno complessa con tempi di esecuzione inferiori e costi più contenuti; tali prove, eseguite con provini aventi la sezione trasversale di forma circolare o rettangolare, non riproducono correttamente in laboratorio lo stato tenso-deformativo caratterizzante il conglomerato bituminoso in situ.

La prova maggiormente utilizzata, in Italia, per la determinazione del modulo di rigidezza di un conglomerato bituminoso è quella prevista dall'Annesso C del protocollo europeo.

Le caratteristiche delle prove del protocollo europeo UNI EN 12697-26 sono elencate in *Tabella 7.1*.

Metodologia di prova		Parametri misurati		Condizioni di carico
Geometria della prova	Geometria del provino	$ E^* $	φ	Forma dell'onda
Flessione su 2 punti	Prismatica	Sì	Sì	Sinusoidale continuo
Flessione su 3 punti	Prismatica	Sì	Sì	Sinusoidale continuo
Flessione su 4 punti	Prismatica	Sì	Sì	Sinusoidale continuo
Trazione indiretta	Cilindrico	Sì	No	Haversine pulsante
Compressione - trazione	Cilindrico	Sì	Sì	Sinusoidale continuo

Tabella 7.1 Caratteristiche delle prove del protocollo europeo UNI EN 12697-26

8 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

8.1 Composizione delle miscele

Per quanto concerne i leganti da impiegare per la progettazione e la realizzazione di miscele di materiale polimerico per pavimentazioni di ponti stradali, la normativa americana ACI 548.1R-97 e informazioni bibliografiche suggeriscono alcune tipologie di legante. Alla luce di questo, il legante a base polimerica preso in esame per le sperimentazioni è un legante di natura epossipoliuretana già in commercio per la realizzazione di una malta sintetica utilizzata come riempimento per giunti di dilatazione di ponti stradali. Inoltre, viene presa in esame un'altra tipologia di legante di tipo tradizionale: il bitume. In analogia con i leganti, anche per gli aggregati la normativa americana ACI 548.1R-97 suggerisce alcune tipologie di aggregato da impiegare per le sperimentazioni. La scelta del tipo di aggregato da utilizzare è stata fatta sulla base di valutazioni di carattere pratico che tengano in considerazione la tipologia e la quantità di materiale disponibile e i macchinari presenti in laboratorio. Per questi motivi, si è adottato un materiale lapideo utilizzato solitamente nelle miscele bituminose tradizionali: aggregato calcareo di diverse pezzature. Questo consente di effettuare delle valutazioni comparative tra i risultati ottenuti con provini di conglomerato bituminoso e di materiale polimerico in quanto si differenziano esclusivamente per la tipologia di legante adottato nella miscela. Inoltre, viene presa in considerazione un'altra tipologia di aggregato di carattere fine: sabbia di quarzo. La sabbia di quarzo risulta essere l'aggregato che, accoppiato al legante polimerico di natura epossipoliuretana, viene utilizzato per la realizzazione della malta sintetica descritta in precedenza e utilizzata come riempimento per giunti di dilatazione di ponti stradali. Infine, si è impiegato un'ultima tipologia di aggregato utilizzata solo in una specifica sperimentazione: scoria di acciaieria.

8.1.1 Leganti

Legante polimerico: Il legante polimerico utilizzato è una resina sintetica termoindurente a freddo il cui copolimero è di natura epossi-poliuretana al quale viene additivato, per inerzia

chimica, un polimero elastomerico (polibutadiene liquido) e, con il solo scopo di contenere i costi, uno a base di un particolare catrame derivato dalla distillazione di idrocarburi. Il legante polimerico oggetto di studio nelle sperimentazioni presenta le seguenti proprietà fisico-chimiche:

- elevata adesione al supporto anche se umido (sia cementizio che ferroso, con o senza preventiva applicazione di primer di adesione);
- elevata resistenza chimica agli agenti aggressivi;
- buona elasticità;
- inalterabile per fenomeni gelivi.

Il prodotto è bicomponente e pertanto è commercializzato in due confezioni separate: una contenente la vera resina, l'altra il catalizzatore con degli additivi. Se i due componenti vengono tenuti distinti, si mantengono allo stato fluido. Perché abbia inizio la reticolazione della resina è necessario che il catalizzatore venga miscelato alla resina. Il catalizzatore è contenuto in un recipiente di latta da 3 kg e si presenta allo stato fluido e di colore nero (in quando è additivato con bitumi), mentre la resina è contenuta in un altro recipiente di latta da 2 kg e si presenta allo stato fluido, con un aspetto più viscoso rispetto al catalizzatore, e di colore trasparente. Miscelando i due componenti si ottiene un unico fluido viscoso di colore nero il cui *Pot-life* alla temperatura di 20°C è di 20 minuti circa. Al termine di questo periodo ha inizio la reticolazione del polimero che si conclude quando si raggiunge la completa maturazione (alla temperatura di 20°C è di 10 ore).

I due componenti sono caratterizzati da un elevato grado di tossicità e pertanto devono essere adoperati con opportuni dispositivi di protezione individuale.

In *Tabella 8.1* sono riportati alcuni test effettuati dall'azienda produttrice sul legante oggetto della sperimentazione.

Proprietà	Normativa	Risultati
Densità Relativa	ASTM D 792	1.15 ± 0.05 Kg/dm ³
Durezza superficiale	ASTM D 2240	60 ± 5 Shore A
Carico di rottura per trazione	ASTM D 638	>2 MPa
Allungamento a rottura per trazione	ASTM D 638	>100 %
Adesione al CIs	ASTM D 4541	>1.85 MPa/rottura coesiva

Tabella 8.1 Proprietà resina oggetto di sperimentazione

Legante bituminoso: Il bitume è una miscela di idrocarburi naturali o sintetici derivanti dalla distillazione o raffinazione del greggio e rappresenta il legante tradizionale utilizzato per la realizzazione di conglomerati per pavimentazioni stradali di tipo flessibile. Nella miscela di bitume gli asfalteni sono immersi in una matrice legante composta da malteni (resine e olii). Gli asfalteni si presentano neri e di grandi dimensioni e conferiscono alla miscela resistenza meccanica, caratteristiche di adesività e comportamento visco-elasto-plastico. I malteni conferiscono elasticità, flessibilità, duttilità (resine) e fluidità (oli). Il bitume generalmente utilizzato per il confezionamento di miscele per le pavimentazioni stradali è non liquido a temperatura ambiente. Le proprietà più importanti che deve possedere un bitume adatto alla composizione di pavimentazioni stradali sono: adesione, consistenza, resistenza. Per adesione si intende la capacità che ha il bitume di legarsi con altri materiali; la consistenza è capacità di rammollimento o irrigidimento del materiale al variare della temperatura; la resistenza è la proprietà del materiale di sopportare i carichi applicati. A causa della natura visco-elastica che caratterizza il bitume, la resistenza è funzione del tempo di applicazione di un carico.

Il legante bituminoso utilizzato nelle sperimentazioni è un bitume *50/70 dmm* tradizionalmente adottato nella realizzazione delle pavimentazioni stradali nel nord dell'Italia.

Proprietà	Normativa	Risultati
Penetrazione a 25°C	EN 1426	65 mm
Palla & anello	EN 1427	45 °C
Punto di rottura Fraas	EN 12593	≤ 8 °C
Viscosità dinamica a 60°C	EN 12596	≥ 145 Pa·s
Duttilità a 25°C	ASTM D113	≥ 800 mm

Tabella 8.2 Proprietà bitume oggetto di sperimentazione

8.1.2 Aggregati

Ogni materiale di aggregato utilizzato nelle sperimentazioni è stato sottoposto preliminarmente alle seguenti prove secondo le normative specifiche di riferimento:

Prova	Normativa di riferimento
Forma aggregato	UNI EN 933-4
Appiattimento aggregato	UNI EN 933-3
Los Angeles	UNI EN 1097-2
Equivalente in sabbia	UNI EN 933-8
Granulometria	UNI EN 933-1,2
Massa volumica apparente aggregati non addensati	CNR 62
Massa volumica apparente dei granuli di un aggregato	CNR 63
Massa volumica reale dei granuli	CNR 64

Tabella 8.3 Prove e relative norme UNI EN e CNR

Nel seguito si descrivono i protocolli e la normativa di riferimento di ogni prova. Per ulteriori informazioni si rimanda alla normativa corrispondente.

- Forma aggregato (UNI EN 933 – 4)¹⁶

Oggetto: La norma stabilisce un metodo per la determinazione dell'indice di forma degli aggregati grossi di origine naturale o artificiale, compresi gli aggregati leggeri. Il metodo di prova specificato è applicabile alla frazione granulometrica di/Di dove $D_i < 63$ mm e $d_i > 4$ mm.

Protocollo/Principio: I singoli granuli contenuti in un campione di aggregato grosso sono classificati in base al rapporto esistente tra la loro lunghezza L e spessore E mediante l'impiego di un calibro a cursore, se necessario. L'indice di forma è calcolato come massa dei granuli aventi rapporto dimensionale L/E maggiori di 3, espressa come percentuale della massa totale a secco dei granuli sottoposti a prova.

- Appiattimento aggregato (UNI EN 933 – 3)¹⁷

¹⁶ Argomentazioni tratte dal testo della norma UNI EN 933-4:2008.

¹⁷ Argomentazioni tratte dal testo della norma UNI EN 933-3:2004.

Oggetto: La norma descrive il procedimento per la determinazione dell'indice di appiattimento degli aggregati e si applica ad aggregati di origine naturale o artificiale, inclusi gli aggregati leggeri. Il procedimento descritto non è applicabile a granulometrie minori di 4 mm o maggiori di 80 mm.

Protocollo/Principio: La prova consiste in due operazioni di staccatura. Dapprima, usando stacci di prova, il campione viene separato in varie classi granulometriche secondo un prospetto specifico riportato nella normativa. Ogni classe granulometrica¹⁸ viene quindi staccata usando stacci che hanno aperture parallele di larghezza pari a $D_i/2$. Il coefficiente di appiattimento globale viene calcolato considerando la massa totale dei granuli che passano attraverso le aperture delle barre, espressa come percentuale della massa totale secca dei granuli esaminati. Se necessario, l'indice di appiattimento di ogni classe granulometrica d_i/D_i , si calcola considerando la massa dei granuli passanti attraverso il setaccio corrispondente, espressa come percentuale della massa di quella classe granulometrica.

- Los Angeles (UNI EN 1097 – 2)¹⁹

Oggetto: la norma descrive il metodo di riferimento, la prova Los Angeles, utilizzato per le prove di tipo e in caso di controversia per la determinazione della resistenza alla frammentazione degli aggregati grossi. La norma si applica agli aggregati naturali, artificiali o riciclati impiegati per l'ingegneria edile e civile.

Protocollo/Principio: Un campione di aggregato è fatto rotolare insieme alle sfere di acciaio all'interno di un cilindro rotante. Al completamento della rotazione, è calcolata la quantità di materiale trattenuta su un setaccio di 1.6 mm.

- Equivalente in sabbia (UNI EN 933-8)²⁰

Oggetto: La norma specifica un metodo per la determinazione del valore di equivalenza in sabbia della classe granulometrica 0/2 mm negli aggregati fini e negli aggregati misti. Essa è applicabile agli aggregati naturali.

Protocollo/Principio: Una porzione di prova di sabbia e una piccola quantità di soluzione flocculante vengono versati in un cilindro graduato e quindi agitati per rimuovere il rivestimento argilloso dalle particelle di sabbia nella porzione di prova. La sabbia viene quindi "irrigata" utilizzando ulteriore soluzione flocculante che forzi le particelle fini in sospensione sulla sabbia.

¹⁸ Frazione di aggregato che passa attraverso il più largo dei due setacci e viene trattenuto dal più stretto.

¹⁹ Argomentazioni tratte dal testo della norma UNI EN 1097-2:2010.

²⁰ Argomentazioni tratte dal testo della norma UNI EN 933-8:2000

Dopo 20 min, il valore equivalente in sabbia (SE) viene calcolato come l'altezza del sedimento espressa come percentuale dell'altezza complessiva del materiale flocculato nel cilindro.

- Granulometria (UNI EN 933-1,2)²¹

Oggetto: La norma stabilisce un metodo per la determinazione della distribuzione granulometrica degli aggregati mediante setacciatura. Si applica agli aggregati di origine naturale o artificiale, inclusi gli aggregati leggeri, fino ad una dimensione nominale di 90mm, esclusi i fillers.

Protocollo/Principio: La prova consiste nel dividere, per mezzo di una serie di setacci, un materiale in numerose classi granulometriche di dimensioni decrescenti. Le dimensioni delle maglie e il numero di setacci sono scelti in base alla natura del campione e alla precisione richiesta. Il procedimento adottato è il lavaggio seguito da setacciatura a secco. Quando il lavaggio può alterare le proprietà fisiche di un aggregato leggero, deve essere utilizzata la setacciatura per via secca. La massa delle particelle trattenute sui cari setacci viene rapportata alla massa iniziale del materiale. Le percentuali cumulative del passante attraverso ciascun setaccio sono registrate sotto forma numerica e, se richiesto, rappresentate sotto forma grafica.

- Massa volumica apparente aggregati non addensati (CNR 62)²²

Definizione: La massa volumica apparente di un aggregato non addensato è la massa di un volume unitario del materiale, inclusi i vuoti intergranulari e i pori.

- Massa volumica apparente dei granuli di un aggregato (CNR 63)²³

Definizione: La massa volumica apparente dei granuli di un aggregato è la massa di un volume unitario del materiale solido, inclusi i pori interni ai granuli non saturabili con acqua.

- Massa volumica reale dei granuli (CNR 64)²⁴

Definizione: La massa volumica reale dei granuli di un aggregato è la massa di un volume unitario del materiale solido, esclusi i pori esistenti all'interno dei granuli.

²¹ Argomentazioni tratte dal testo della norma UNI EN 933-1:2009.

²² Argomentazioni tratte dal testo della norma CNR62.

²³ Argomentazioni tratte dal testo della norma CNR63.

²⁴ Argomentazioni tratte dal testo della norma CNR64.

Si procede con la descrizione dettagliata delle tipologie di aggregati utilizzati nella sperimentazione e all'esposizione dei risultati ottenuti attraverso le prove sperimentali elencate. È necessario evidenziare che non sempre è possibile applicare tutti i protocolli di prova per tutte le tipologie di aggregato.

Sabbia di Quarzo

Il quarzo o diossido di silicio è il secondo minerale più abbondante nella crosta terrestre e la sua formula chimica è SiO_2 . La sabbia di quarzo deriva da una frantumazione del quarzo e generalmente presenta pezzature inferiori ai 2-4 mm. Ad un'analisi visiva si presenta fine, di colore chiaro e relativamente pulita. Poiché questo materiale ha caratteristiche di pregio, risulta essere idonea per un manto di usura.

È stata svolta l'analisi granulometrica della sabbia di quarzo, che ha portato i risultati visibili in *Tabella 8.4*.

Setaccio [mm]	Trattenuto [Kg]	Trattenuto [%]	Passante [Kg]	Passante [%]	Totale Setacciato [Kg]
16,000	0,000	0,000	0,749	100,000	0,749
8,000	0,000	0,000	0,749	100,000	
4,000	0,000	0,000	0,749	100,000	
2,000	0,253	33,778	0,496	66,222	
1,000	0,209	27,904	0,287	38,318	
0,500	0,109	14,553	0,178	23,765	
0,250	0,060	8,011	0,118	15,754	
0,125	0,110	14,686	0,008	1,068	
0,063	0,000	0,000	0,000	0,000	

Tabella 8.4 Analisi granulometrica sabbia di quarzo

I risultati dell'analisi granulometrica hanno consentito di realizzare la distribuzione granulometrica visibile nel *Grafico 8.1*.

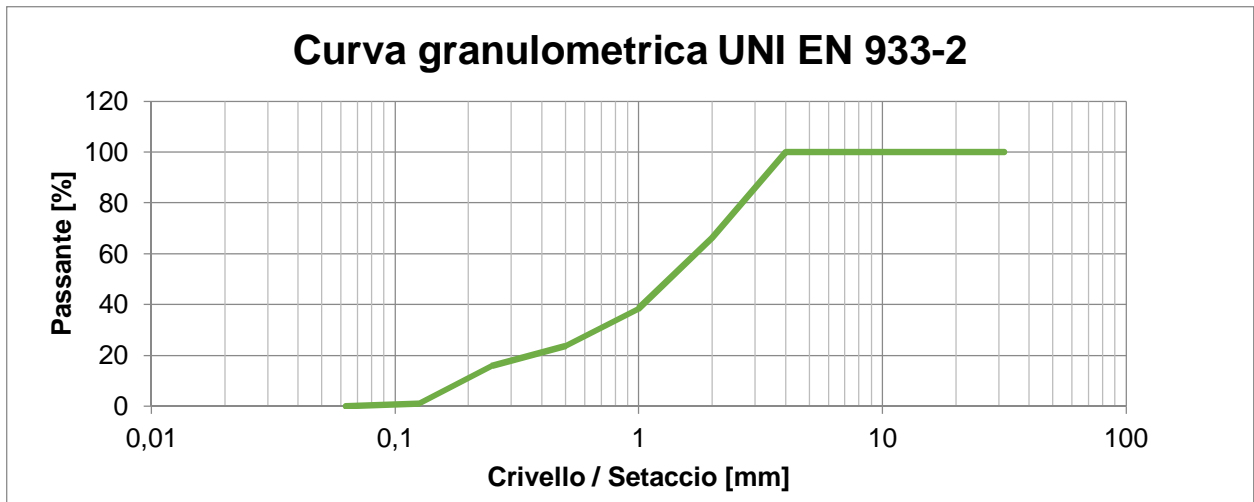


Grafico 8.1 Distribuzione granulometrica sabbia di quarzo

Vengono riportati, inoltre, i risultati delle altre prove eseguite sul materiale e visibili in *Tabella 8.5*.

Prova	Valore ottenuto
Forma aggregato	-
Appiattimento aggregato	-
Los Angeles	-
Equivalente in sabbia	9525
Massa volumica apparente aggregati non addensati	1.48 g/cm ²
Massa volumica apparente dei granuli di un aggregato	2.568 g/cm ²
Massa volumica reale dei granuli	2.775g/cm ²
Indice dei vuoti	0.735
Percentuale dei vuoti	42.37%
Porosità	0.075%

Tabella 8.5 Risultati prove sabbia di quarzo

²⁵ Dato ottenuto dalla media di tre prove sul materiale.

La curva granulometrica ottenuta evidenzia che il materiale in esame ha grani di dimensioni inferiori a 4 mm. Le dimensioni dei grani della sabbia di quarzo non consentono di effettuare tutte le prove previste, dal momento che presentano dimensioni troppo contenute. Le prove che non possono essere eseguite sono: *indice di forma*, *indice di appiattimento*, *perdita in peso per abrasione ed attrito (Los Angeles)*. Le prove eseguite hanno consentito di determinare la massa volumica apparente, la massa volumica apparente non addensata, la massa volumica reale, l'indice dei vuoti, la percentuale dei vuoti e la porosità. Da questi ultimi valori notiamo che il materiale presenta pochissimi pori interni ai grani e con caratteristiche nel complesso in linea con le tipiche sabbie tradizionali. Il materiale possiede un elevato valore di *equivalente in sabbia*.

Alla luce dei risultati ottenuti, possiamo notare che la sabbia di quarzo presenta:

- distribuzione granulometrica continua;
- elevata pulizia dei grani;
- grani di dimensione sempre inferiore ai 4 mm;
- scarsa porosità.

Il materiale soddisfa le necessità richieste e quindi può essere impiegato nella composizione delle miscele.

Sabbia e Pietrisco di Calcare

Il calcare è una roccia sedimentaria il cui componente principale è rappresentato dal minerale calcite. I giacimenti di calcare, quindi il minerale stesso, sono più o meno compenetrati da impurità argillose o quarzitiche. L'aggregato calcareo è una miscela di materiale lapideo naturale di diversa pezzatura. La miscela comprende: sabbia calcarea 0/5 mm, pietrisco calcareo 5/10 mm, filler di cemento.

È stata svolta l'analisi granulometrica della sabbia calcarea 0/5 mm, che ha portato i risultati visibili in *Tabella 8.6*.

Setaccio [mm]	Trattenuto[g]	Trattenuto [%]	Passante [g]	Passante [%]	Totale Setacciato [g]
16	0	0,000	943	100,000	943
8	13	1,380	930	98,621	
4	339	35,950	591	62,672	

2	250	26,510	341	36,161
1	144	15,270	197	20,891
0,5	71	7,530	126	13,362
0,25	55	5,830	71	7,529
0,125	50	5,300	21	2,227
0,063	17	1,800	4	0,424

Tabella 8.6 Analisi granulometrica sabbia calcarea 0/5 mm

I risultati dell'analisi granulometrica hanno consentito di realizzare la distribuzione granulometrica per la sabbia calcarea visibile nel *Grafico 8.2*.

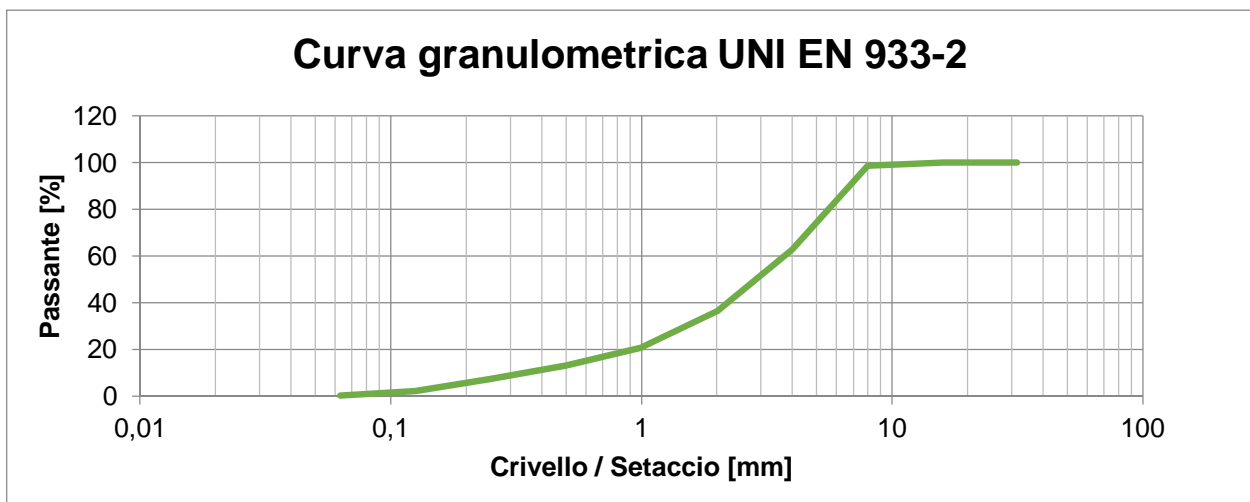


Grafico 8.2 Distribuzione granulometrica sabbia calcarea 0/5 mm

Inoltre è stata svolta l'analisi granulometrica del pietrisco calcareo 5/10 mm, che ha portato i risultati visibili in *Tabella 8.7*.

Setaccio [mm]	Trattenuto [g]	Trattenuto [%]	Passante [g]	Passante [%]	Totale Setacciato [g]
16	0,0	0,000	1088	100,000	1088
8	431,0	39,614	657	60,386	
4	648,0	59,559	9	0,827	
2	0,0	0,000	9	0,827	
1	0,0	0,000	9	0,827	
0,5	0,0	0,000	9	0,827	
0,25	0,0	0,000	9	0,827	
0,125	0,0	0,000	9	0,827	
0,063	4,0	0,368	5	0,460	

Tabella 8.7 Analisi granulometrica pietrisco calcareo 5/10 mm

I risultati dell'analisi granulometrica del pietrisco calcareo hanno consentito di realizzare la distribuzione granulometrica visibile nel *Grafico 8.3*.

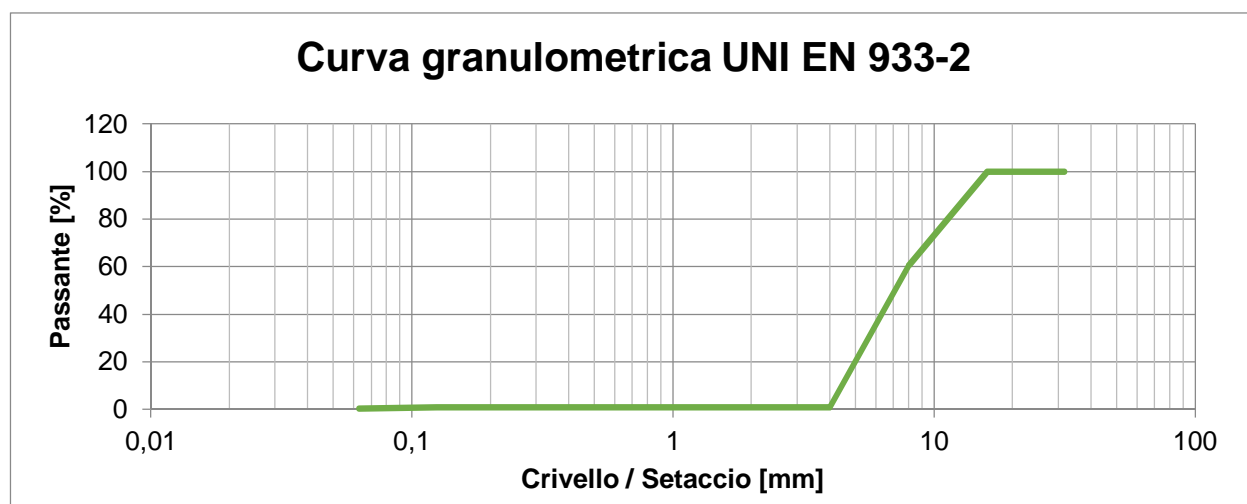


Grafico 8.3 Distribuzione granulometrica pietrisco calcareo 5/10 mm

Si riportano i risultati delle altre prove eseguite sul materiale e visibili in *Tabella 8.8*.

Prova	Sabbia calcarea 0/5	Pietrisco calcarea 5/10
Forma aggregato	-	5.23%
Appiattimento aggregato	6.21 %	8.12 %
Los Angeles	-	-
Equivalente in sabbia	-	-
Massa volumica apparente aggregati non addensati	1.48 g/cmc	1.36 g/cmc
Massa volumica apparente dei granuli di un aggregato	3.13 g/cmc	2.64 g/cmc
Massa volumica reale dei granuli	1.28 g/cmc	2.78 g/cmc
Indice dei vuoti	-	-
Percentuale dei vuoti	-	-
porosità	-	-

Tabella 8.8 Risultati prove sabbia calcarea 0/5 mm e pietrisco calcarea 5/10 mm

Alla luce dei risultati ottenuti, possiamo porre in rilievo che:

- la sabbia calcarea 0/5 mm si presenta con pezzatura tendenzialmente più grossa rispetto alla sabbia di quarzo, infatti al setaccio con maglia da 4 mm si può notare una massa del campione trattenuta pari a circa 1/3 di quella totale (identificabile più come graniglia che come sabbia). Per il medesimo setaccio, la percentuale trattenuta di sabbia di quarzo è, invece, pari a 0;
- la sabbia calcarea 0/5 mm presenta una curva granulometrica continua;
- il pietrisco calcarea 5/10 mm presenta una curva granulometrica discontinua.

Il materiale soddisfa le necessità richieste e quindi può essere impiegato nella composizione delle miscele.

Scoria di Acciaieria

La richiesta di pavimentazioni stradali sempre più sicure e performanti, e l'attenzione crescente verso le tematiche ambientali, implica una ricerca continua di nuovi materiali e nuove tecnologie per il miglioramento dei manufatti e la salvaguardia delle risorse naturali. In quest'ottica si inquadra anche la realizzazione di un nuovo prodotto ad elevate prestazioni, derivante dalla lavorazione e dalla trasformazione di un residuo della produzione dell'acciaio: l'aggregato da fusione o scoria d'acciaieria. La scoria d'acciaieria è un sottoprodotto della lavorazione dell'acciaio. Ne esistono almeno due tipologie, in relazione al tipo di lavorazione subita dall'acciaio da cui queste scorie derivano: *BOF* (*basic oxygen furnace*) e *EAF* (*electric arc furnace*). Entrambe sono costituite dagli scarti del materiale fuso, ottenuto dal materiale ferroso utilizzato nel processo di produzione dell'acciaio. Tale materiale, ricco di additivi, viene raffreddato molto rapidamente in aria e successivamente frantumato. A differenziare le due tipologie di scorie è il livello di stabilità volumetrica, superiore per le *EAF* rispetto alle *BOF*, motivo per cui queste ultime sono meno utilizzate. La granella derivante è un materiale avente caratteristiche fisiche e meccaniche migliori rispetto agli inerti pregiati di origine effusiva, quali ad esempio basalto e porfido, normalmente impiegati per il confezionamento di conglomerati bituminosi speciali ad alte prestazioni. Attualmente in Europa, vengono prodotte ogni anno circa 12 milioni di tonnellate di scorie d'acciaieria e, grazie alle buone caratteristiche del materiale, circa il 65% è utilizzato come aggregato per la costruzione delle strade. La scoria di acciaio utilizzata nelle sperimentazioni è di tipo *EAF* nelle pezzature 0/4 mm.

È stata svolta l'analisi granulometrica della scoria di acciaio 0/4 mm, che ha portato i risultati visibili in *Tabella 8.9*.

Setaccio [mm]	Trattenuto [Kg]	Trattenuto [%]	Passante [Kg]	Passante [%]	Totale setacciato [Kg]
16,000	0,000	0,000	0,780	100,000	0,780
8,000	0,000	0,000	0,780	100,000	
4,000	0,153	19,615	0,627	80,385	
2,000	0,233	29,872	0,394	50,513	
1,000	0,173	22,179	0,221	28,333	
0,500	0,105	13,462	0,116	14,872	
0,250	0,061	7,821	0,055	7,051	

0,125	0,028	3,590	0,027	3,462
0,063	0,013	1,667	0,014	1,795

Tabella 8.9 Analisi granulometrica scoria di acciaieria 0/4 mm

I risultati dell'analisi granulometrica hanno consentito di realizzare la distribuzione granulometrica visibile nel Grafico 8.4.

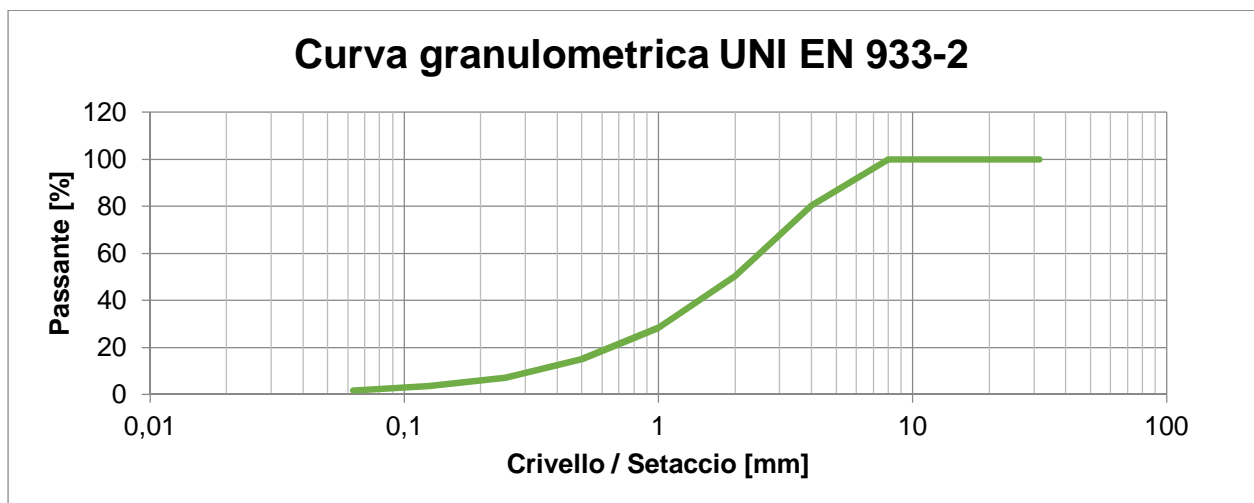


Grafico 8.4 Distribuzione granulometrica scoria di acciaieria 0/4 mm

Si riportano i risultati delle altre prove eseguite sul materiale e visibili in Tabella 8.10.

Prova	Scoria di acciaieria 0/4
Forma aggregato	19%
Appiattimento aggregato	29%
Los angeles	-
equivalente in sabbia	87%
Massa volumica apparente aggregati non addensati	2,125 g/cm ³
Massa volumica apparente dei granuli di un aggregato	3,87 g/cm ³

Massa volumica reale dei granuli	3,92 g/cmc
Indice dei vuoti	0,820
Percentuale dei vuoti	45,06%
porosità	1,35%

Tabella 8.10 Risultati prove scoria di acciaieria 0/4 mm

Alla luce dei risultati ottenuti, possiamo notare che la scoria di acciaieria si dimostra essere relativamente pulita (in misura minore della sabbia di quarzo), sufficientemente poliedrica e, da un'analisi di tipo visivo, molto spigolosa. Dalla distribuzione granulometrica è possibile riscontrare, per la pezzatura 0/4 mm, un andamento della curva di tipo continuo: caratteristica essenziale se il materiale viene utilizzato per manti d'usura. Dai valori ottenuti dalle altre prove è possibile concludere che la scoria di acciaieria risulta essere un materiale molto pesante e con porosità limitata. È possibile riassumere alcune delle caratteristiche del materiale come segue:

- il peso specifico è molto elevato e raramente inferiore a 3800 Kg/mc,
- alta resistenza alla perdita in peso per abrasione ed attrito,
- è un materiale pulito, spigoloso, poliedrico e scabro.

Il materiale soddisfa le necessità richieste e quindi può essere impiegato nella composizione delle miscele.

Considerazioni conclusive sugli aggregati

È possibile effettuare alcune considerazioni conclusive sui risultati ottenuti dai diversi protocolli di prova per gli aggregati. Confrontando la sabbia di quarzo, la sabbia calcarea 0/5 mm, il pietrisco calcareo 5/10 mm, la scoria di acciaieria 0/4 mm si possono fare le seguenti osservazioni.

- Le distribuzioni granulometriche delle pezzature fini (sabbia di quarzo, scoria di acciaieria 0/4 mm e sabbia calcarea 0/5 mm) si presentano con una curva continua;
- Le distribuzioni granulometriche delle pezzature grosse (scoria di acciaieria 4/8 mm e pietrisco calcareo 5/10 mm) si presentano con una curva discontinua;

- A confronto con gli altri materiali di aggregato, la scoria di acciaieria presenta un peso specifico elevato (fattore non trascurabile quando si hanno esigenze di contenimento dei pesi della struttura).

8.1.3 Progettazione delle miscele di aggregati

Sabbia di Quarzo

La miscela di aggregati di sabbia di quarzo si compone esclusivamente da sabbia di quarzo pertanto la distribuzione granulometrica della miscela ricalcherà esattamente quella della sola sabbia di quarzo, già presentata nel paragrafo precedente nella caratterizzazione degli aggregati.

Da un confronto (*Grafico 8.5*) tra la distribuzione granulometrica della miscela di sabbia di quarzo e il fuso granulometrico di riferimento progettato in una tesi di laurea di un altro studente (VALENTE 2013) si può osservare come la curva granulometrica della miscela di sabbia di quarzo sia per la maggior parte del suo andamento contenuta all'interno dell'area delimitata dal fuso di riferimento che costituisce una delimitazione indicativa e non vincolante.

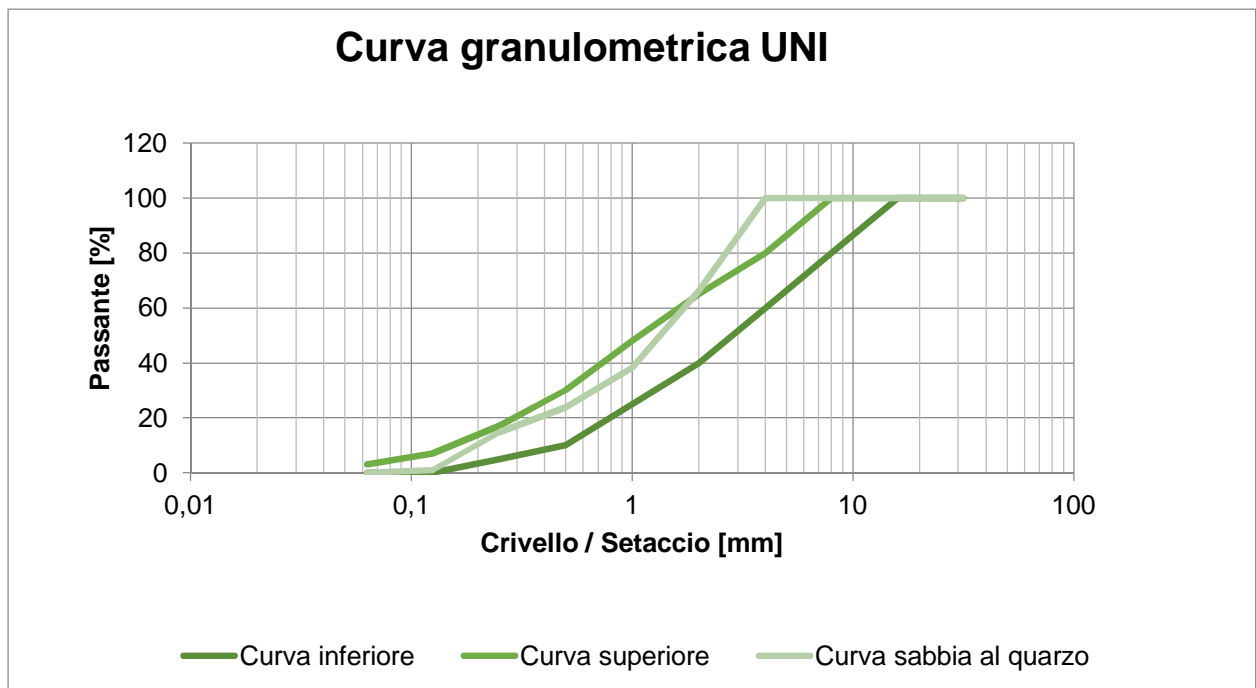


Grafico 8.5 Distribuzione granulometrica miscela di sabbia di quarzo

Sabbia e Pietrisco di Calcare

La miscela di aggregati di sabbia e pietrisco di calcare sono state progettate con lo scopo di combinare i due materiali in modo tale che la curva granulometrica della miscela rientrasse all'interno di un fuso di riferimento fornito dal capitolato speciale d'appalto SITEB, comunemente utilizzato per la progettazione di miscele per manti d'usura in conglomerato bituminoso. Nelle miscele con aggregato calcareo, in aggiunta alla sabbia 0/5 mm e pietrisco 5/10 mm, è stato introdotto un filler di cemento che ha funzione riempitiva con lo scopo di "chiudere" la miscela. Il rapporto percentuale dei tre aggregati inseriti all'interno della miscela è stato:

- Sabbia di calcare 0/5 mm 48%;
- Pietrisco di calcare 5/10 mm 45%;
- Filler di cemento 7%.

È stata svolta l'analisi granulometrica della miscela con aggregato calcareo, che ha portato i risultati visibili in *Tabella 8.11*.

Setaccio [mm]	Curva inferiore	Curva superiore	Sabbia 0/5 (48%)	Pietrisco 5/10 (45%)	Filler (7%)	Calcare
30	100	100	100,000	100,000	100,000	100,000
25	100	100	100,000	100,000	100,000	100,000
15	100	100	100,000	100,000	100,000	100,000
10	70	100	99,470	84,070	100,000	92,577
5	43	67	77,420	0,920	100,000	44,576
2	25	45	38,400	0,820	100,000	25,801
0,4	12	24	10,270	0,820	100,000	12,299
0,18	7	15	4,390	0,460	96,000	9,034
0,075	6	11	1,070	0,270	67,010	5,326

Tabella 8.11 Analisi granulometrica miscela di calcare

I risultati dell'analisi granulometrica hanno consentito di realizzare la distribuzione granulometrica della miscela visibile nel *Grafico 8.6*. Da un confronto tra la distribuzione granulometrica della miscela di sabbia e pietrisco di calcare e il fuso granulometrico di riferimento si può os-

servare come la curva granulometrica della miscela sia totalmente contenuta all'interno dell'area delimitata dal fuso di riferimento.

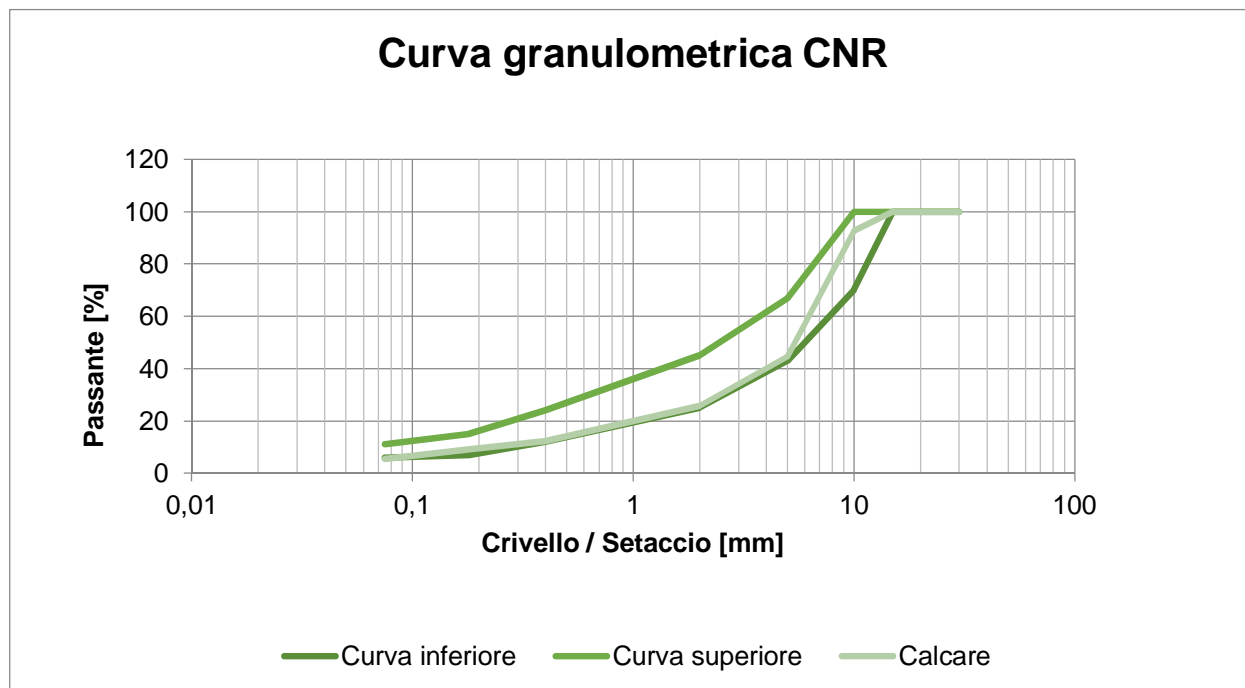


Grafico 8.6 Distribuzione granulometrica miscela di calcare

Scoria di Acciaieria

La miscela con scoria di acciaieria come aggregato è stata progettata con lo scopo di incrementare le prestazioni alle deformazioni permanenti in quanto la scoria di acciaieria garantisce maggior rigidità rispetto ai tradizionali aggregati. La miscela di aggregati di scoria di acciaieria si compone esclusivamente da residui della lavorazione dell'acciaio pertanto la distribuzione granulometrica della miscela ricalcherà esattamente quella della sola scoria di acciaieria, già presentata nel paragrafo precedente nella caratterizzazione degli aggregati. Da un confronto (*Grafico 8.7*) tra la distribuzione granulometrica della miscela di scoria di acciaieria e il fuso granulometrico di riferimento progettato in una tesi di laurea di un altro studente (VALENTE 2013) si può osservare come la curva granulometrica della miscela di scoria di acciaieria sia per la maggior parte del suo andamento contenuta all'interno dell'area delimitata dal fuso di riferimento che costituisce una delimitazione indicativa e non vincolante.

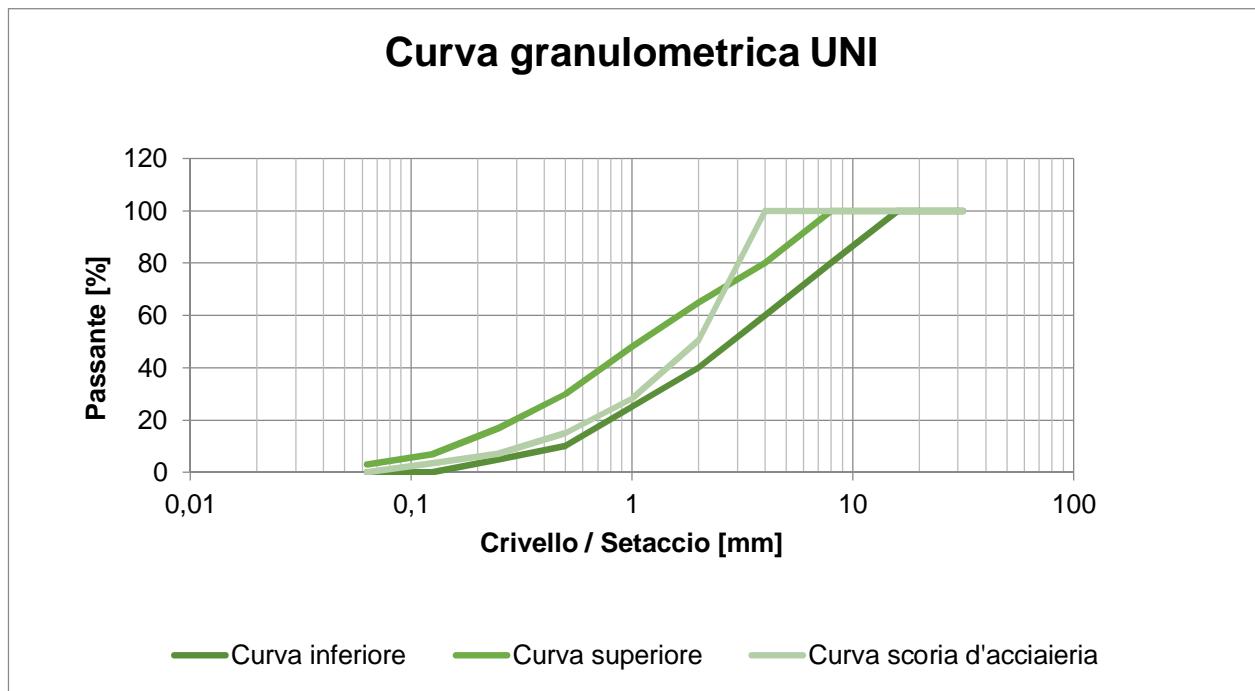


Grafico 8.7 Distribuzione granulometrica miscela di scoria d'acciaieria

8.1.4 Miscele proposte (legante e aggregati)

Le miscele proposte ed utilizzate nelle sperimentazioni possono variare per la tipologia di aggregato (sabbia di quarzo, sabbia e pietrisco di calcare, scoria di acciaieria) e per la tipologia e quantità di legante (polimerico o bituminoso). Di conseguenza, le miscele vengono identificate con un codice in cui la prima lettera indica la tipologia di aggregato e il numero indica la quantità di legante a base polimerica.

La miscela C100 presenta il legante a base polimerica con il più elevato rapporto tra quantità di legante e quantità di aggregato (100%) e un aggregato di natura calcarea (sabbia di calcare 0/5 mm e pietrisco di calcare 5/10 mm).

La miscela C75 presenta il legante a base polimerica con un contenuto in miscela pari ai $\frac{3}{4}$ del più elevato rapporto tra quantità di legante e quantità di aggregato e un aggregato di natura calcarea (sabbia di calcare 0/5 mm e pietrisco di calcare 5/10 mm).

La miscela C50 presenta il legante a base polimerica con un contenuto in miscela pari a metà del più elevato rapporto tra quantità di legante e quantità di aggregato e un aggregato di natura calcarea (sabbia di calcare 0/5 mm e pietrisco di calcare 5/10 mm).

La miscela Q100 presenta il legante a base polimerica con il più elevato rapporto tra quantità di legante e quantità di aggregato (100%) e un aggregato di natura quarzosa (sabbia di quarzo).

La miscela Q50 presenta il legante a base polimerica con un contenuto in miscela pari a metà del più elevato rapporto tra quantità di legante e quantità di aggregato e un aggregato di natura quarzosa (sabbia di quarzo).

La miscela S100 presenta il legante a base polimerica con il più elevato rapporto tra quantità di legante e quantità di aggregato (100%) e un aggregato da fusione (scoria di acciaieria 0/4 mm).

Al fine di effettuare delle comparazioni tra risultati sperimentali ottenuti è stato scelto di utilizzare una miscela tradizionale confezionata con un legante bituminoso accoppiato con aggregati di natura calcarea (sabbia di calcare 0/5 mm e pietrisco di calcare 5/10 mm). L'identificazione di questa miscela non segue il codice adottato per le altre: miscela B.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle miscele proposte (*Tabella 8.12*).

Codice	Tipologia di aggregato	Tipologia di legante e quantità
C50	Sabbia e pietrisco di calcare	Polimerico; 50%
C75	Sabbia e pietrisco di calcare	Polimerico; 75%
C100	Sabbia e pietrisco di calcare	Polimerico; 100%
Q50	Sabbia di quarzo	Polimerico; 50%
Q100	Sabbia di quarzo	Polimerico; 100%
S100	Scoria d'acciaieria	Polimerico; 100%
B	Sabbia e pietrisco di calcare	Bituminoso

Tabella 8.12 Miscele proposte nelle sperimentazioni

Per determinare le quantità di materiali necessarie alla realizzazione di un provino si è utilizzato un foglio di calcolo per mezzo del quale, una volta inserite le percentuali stabilite durante la fase di progettazione della miscela, vengono indicati i relativi quantitativi in peso che andranno inseriti nel miscelatore.

La *Tabella 8.13* riassume qual è stato il quantitativo dei due componenti (A resina e B induritore) in peso utilizzati nelle miscele 50, 75 e 100 a seconda della tipologia di provino realizzato. Inoltre, ci fornisce il quantitativo di aggregato (quarzo o calcare) in peso utilizzato nelle miscele a seconda della tipologia di provino realizzato.

RESINA	Provino cilindrico [g]		Provino prismatico [g]	
Componenti	A (resina)	B (induritore)	A (resina)	B (induritore)
100%	66	99	198	297
75%	49,5	74,25	148,5	222,75
50%	33	49,5	99	148,5

SABBIA DI QUARZO	Provino cilindrico [g]	Provino prismatico [g]
Sabbia di quarzo	812,5	-

CALCARE	Provino cilindrico [g]	Provino prismatico [g]
Sabbia 0/5	390	1170
Pietrisco 5/10	365,6	1096,8
Filler di Cemento	56,9	170,7

Tabella 8.13 Quantità di legante polimerico e aggregato presente in ogni provino cilindrico o prismatico

La Tabella 8.14 illustra la percentuale di resina e indurente (A+B) in peso che ogni miscela ha rispetto al suo peso totale. Nell'altra colonna è riportata la percentuale residua corrispondente alla quantità percentuale in peso degli aggregati rispetto al peso totale della miscela.

Miscela	% di A+B in peso	% di aggregato in peso
C100	16,88	83,12
C75	13,22	86,78
C50	9,22	90,78
Q100	16,88	83,12
Q50	9,22	90,78

Tabella 8.14 Percentuale di resina e induritore (A+B) e di aggregato in peso rispetto al totale per ogni miscela

La Tabella 8.15 illustra la composizione percentuale degli aggregati all'interno delle due miscele di calcare e quarzo.

Calcare	% in peso
Sabbia 0/5	48,00
Pietrisco 5/10	45,00
Filler	7,00
Quarzo	% in peso
Sabbia 0/5	100,00

Tabella 8.15 Percentuale di ogni singolo aggregato in peso rispetto al totale degli aggregati

8.2 Tipologia di provini

Definire le caratteristiche che deve presentare un provino per la caratterizzazione fisico-meccanica della sua miscela mediante prove sperimentali di laboratorio, non è un'operazione semplice soprattutto se le caratteristiche che si vogliono studiare per quel materiale non sono espressamente definite da un protocollo di prova prescritto da una normativa. Per questi motivi, la scelta della tipologia di provini da utilizzare nelle sperimentazioni è il risultato di molteplici valutazioni che tengono in considerazione la riproducibilità in scala ridotta delle condizioni reali di esercizio, i macchinari presenti in laboratorio, la tipologia e la quantità di materiale disponibile. L'approccio adottato per la scelta della tipologia di provini si basa sulla possibilità di confrontare i risultati ottenuti dalle singole prove sperimentali su provini in materiale polimerico con i risultati ottenuti dalle stesse prove sperimentali effettuate sul conglomerato bituminoso, per i quali è prevista una normativa di riferimento. Per queste ragioni, la tipologia di provini scelta per la sperimentazione ricalca le geometrie dei provini in conglomerato bituminoso tradizionalmente adottate nelle diverse prove: provini cilindrici e provini prismatici.

8.2.1 Provini cilindrici

I provini cilindrici di materiale polimerico sono stati ottenuti utilizzando delle fustelle cilindriche in acciaio che solitamente vengono adottate per la realizzazione di provini in conglomerato bituminoso per l'esecuzione delle prove empiriche di determinazione del quoziente Marshall.



Figura 8.1 Provini cilindrici con miscela C50

I provini sono stati ottenuti attraverso il tradizionale protocollo previsto per il conglomerato bituminoso e descritto nella norma UNI EN 12697 parte 30. Le geometrie del provino prevedono un'altezza che si aggira attorno ai 60 mm e un diametro di circa 100 mm.

È da segnalare che alcuni provini cilindrici in materiale polimerico presentano un'altezza minore (approssimativamente di 40 mm) rispetto ai provini descritti sopra. Il motivo di questa differenza risiede nell'operazione di costipamento con 75 colpi per faccia di pestello standardizzato al fine di addensare maggiormente il materiale e verificare l'eventuale variazione prestazionale.

8.2.2 Provini prismatici

I provini prismatici di materiale polimerico sono stati ottenuti utilizzando dei casseri in legno opportunamente rivestiti in materiale plastico al fine di evitare l'adesione tra resina e legno durante il periodo di maturazione della miscela. Le geometrie del provino si aggirano attorno ai 400 mm di lunghezza, 60 mm in altezza, 50 mm in larghezza.

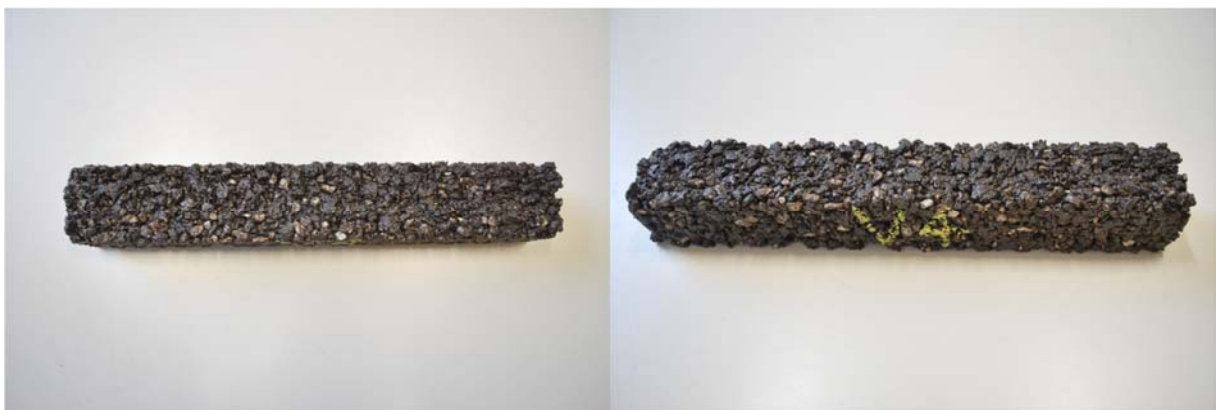


Figura 8.2 Provini prismatici con miscela C50

I provini prismatici di conglomerato bituminoso sono stati ottenuti attraverso il taglio di una lastra secondo il tradizionale protocollo per il conglomerato bituminoso. I provini in calcestruzzo fibro-rinforzato sono stati acquistati e presentano le medesime misure degli altri provini prismatici realizzati in laboratorio.

8.3 Confezionamento dei provini

Le quantità di materiali necessarie alla realizzazione di un provino (cilindrico o prismatico) sono definite da un foglio di calcolo per mezzo del quale, una volta inserite le percentuali stabilite durante la fase di progettazione della miscela, vengono indicati i relativi quantitativi in peso che andranno inseriti nel miscelatore. Il processo per la realizzazione del conglomerato a base polimerica è comune sia per i campioni cilindrici che per quelli prismatici. La differenza risiede esclusivamente nelle quantità in peso da inserire nel miscelatore. La prima operazione da compiere è quella di pesare, attraverso una bilancia con precisione al decimo di grammo, il materiale lapideo e di depositarlo all'interno di una fustella miscelatrice. Si mescola il materiale con una spatola in modo da evitare la segregazione di alcune pezzature. Successivamente si versa nella fustella miscelatrice, il componente *A* ovvero la resina prestando molta attenzione alle dosi (in peso) scelte in fase di progettazione della miscela. Solo dopo, si esegue la medesima operazione con il componente *B* ovvero l'induritore. È necessario ora mescolare i due componenti attraverso un miscelatore meccanico fino a raggiungere un impasto omogeneo in cui il fluido viscoso di colore nero abbia ben legato con il materiale lapideo. Il *Pot-life* alla temperatura di 20°C è di 20 minuti circa. Questo è il periodo temporale a disposizione per la lavorazione prima che abbia inizio la polimerizzazione. Si versa il composto nelle fustelle o casseri a seconda di quali provini si vogliono realizzare. Una volta versato il composto si deve attendere l'inizio della reticolazione del polimero che si conclude quando si raggiunge la completa maturazione (alla temperatura di 20°C è di 10 ore).



Figura 8.3 Cassero per il confezionamento di provini prismatici

È doveroso ricordare che i due componenti sono caratterizzati da un elevato grado di tossicità e pertanto devono essere adoperati con opportuni dispositivi di protezione individuale.

8.4 Misurazione e pesa dei provini

Preliminarmente all'esecuzione delle prove sperimentali si procede con la misurazione dei provini attraverso un metro con un'accuratezza al millimetro o un calibro Vernier avente un'accuratezza al decimo di millimetro. Per quanto riguarda la pesa dei provini si utilizza una bilancia con un'accuratezza al decimo di grammo.



Figura 8.4 Misurazione di un provino prismatico con calibro Vernier



Figura 8.5 Misurazione di un provino prismatico con metro

Il riepilogo dei provini cilindrici e prismatici sono riportati nella *Tabella 8.16*.

Cod.	Composizione	Altezza [mm]	Diametro [mm]	Massa [g]	A [g]	B [g]	Aggregato [g]	Compatt.
1	C100	59	100	956,3	66,0	99,0	812,5	No
2	C100	53	100	974,9	66,0	99,0	812,5	No
3	C100	60	99	855,6	66,0	99,0	812,5	No
4	C75	61	98	932,9	49,5	74,3	812,5	No
5	C75	61	99	908,9	49,5	74,3	812,5	No
6	C75	62	98	884,1	49,5	74,3	812,5	No
7	C50	66	98	870,5	33,0	49,5	812,5	No
8	C50	70	97	869,0	33,0	49,5	812,5	No
9	C50	71	100	935,3	33,0	49,5	812,5	No
10	Q100	59	100	928,5	66,0	99,0	812,5	No
11	Q100	62	100	943,0	66,0	99,0	812,5	No
12	Q100	59	100	929,2	66,0	99,0	812,5	No
13	Q50	63	99	942,1	33,0	49,5	812,5	No
14	Q50	65	101	926,1	33,0	49,5	812,5	No
15	Q50	64	99	862,6	33,0	49,5	812,5	No
B1	B	62	101	1229,1	-	-	-	No
B3	B	62	101	1245,5	-	-	-	No
16	C50	46	101	861,2	33,0	49,5	812,5	75 colpi
17	C50	41	101	786,1	33,0	49,5	812,5	75 colpi
18	C50	52	101	976,5	33,0	49,5	812,5	75 colpi

Cod.	Composizione	Altezza [mm]	Larghezza [mm]	Massa [g]	A [g]	B [g]	Aggregato [g]
V1	C50	63,51	59,38	2751,3	99	148	3250
V3	C50	63,11	55,26	2609,7	99	148	3250
V4	C50	63,23	55,23	2602,5	99	148	3250
V2	C75	63,39	50,15	2740,9	148	222	3250
V5	C75	62,76	52,64	2657,7	148	222	3250
V6	C75	63,49	53,84	2655,4	148	222	3250
V7	C75	62,79	52,01	2741,6	148	222	3250
V8	C75	62,59	49,65	2701,3	148	222	3250
V9	C75	67,26	46,02	2602,3	148	222	3250
V10	C75	64,51	47,79	2639,3	148	222	3250
V11	C100	66,32	49,51	2809,7	198	296	3250
V12	C100	67,43	49,32	2762,8	198	444	3250
S100	S100	-	-	-	-	-	-
B	B	-	-	-	-	-	-
CLS	CLS	-	-	-	-	-	-

Tabella 8.16 Database provini cilindrici e prismatici utilizzati nelle sperimentazioni



Figura 8.6 Provini cilindrici n°2 composizione C100



Figura 8.7 Provini cilindrici n°5 composizione C75



Figura 8.8 Provini cilindrici n°8 composizione C50



Figura 8.9 Provini cilindrici n°12 composizione Q100



Figura 8.10 Provini cilindrici n°14 composizione Q50



Figura 8.11 Provini cilindrici n°B3 composizione B



Figura 8.12 Provini cilindrici n°16 composizione C50 compattati con 75 colpi



Figura 8.13 Provini prismatici n°V4 composizione C50



Figura 8.14 Provini prismatici n°V2 composizione C75



Figura 8.15 Provini prismatici n°V11 composizione C100



Figura 8.16 Provini prismatici composizione S100



Figura 8.17 Provini prismatici composizione B



Figura 8.18 Provini prismatici composizione CLS

9 PROTOCOLLI DI PROVA

9.1 Prove per la determinazione del modulo di rigidezza di provini cilindrici mediante prova di trazione indiretta (UNI EN 12697-26 - Annesso C)

9.1.1 Descrizione della prova, dell'apparecchiatura e del software

La sperimentazione si pone come primario obiettivo fornire un inquadramento complessivo della rigidità meccanica delle differenti miscele proposte.

Allo stato attuale non è presente alcuna normativa di riferimento per la determinazione del modulo di rigidezza di provini in conglomerato polimerico. Per tale motivo viene scelta come riferimento per la sperimentazione la normativa UNI EN 12697-26 che prescrive i metodi di prova per l'ottenimento del modulo di rigidezza su provini in conglomerato bituminoso. La scelta di adottare la stessa normativa del conglomerato bituminoso risulta ponderata dal momento che il conglomerato polimerico oggetto di studio e il conglomerato bituminoso risultano essere simili a livello di composizione strutturale (entrambi i materiali sono costituiti da legante e da aggregati calcarei della medesima qualità e quantità) e a livello reologico (entrambi i materiali sono caratterizzati da una natura visco-elastica con conseguente analoga risposta meccanica). La normativa citata prevede la possibilità di effettuare differenti tipologie di prova e i diversi protocolli di esecuzione sono descritti negli Annessi. In particolare, è stato scelto di seguire il protocollo di prova prescritto dall'Annesso C del Protocollo Europeo UNI EN 12697-26 che permette di determinare il modulo di rigidezza di provini cilindrici di conglomerato bituminoso a trazione indiretta (*Indirect Tensile Stiffness Modulus I.T.S.M.*). La prova per determinazione del modulo secondo l'Annesso C del Protocollo Europeo UNI EN 12697-26 deriva dalla *Nottingham Asphalt Tester (N.A.T.)* ideata dall'Università di Nottingham verso la metà degli anni '70. Questa prova è non distruttiva, pertanto gli stessi provini possono essere in seguito riutilizzati per effettuare altri test. La prova consiste nell'applicazione dinamica di un carico lungo il diametro verticale di un provino cilindrico e nella misurazione della deformazione lungo il piano diametrale ortogonale. Il

carico, di tipo non sinusoidale, è applicato mediante un dispositivo pneumatico fissato su un telaio d'acciaio, ed è distribuito lungo tutto lo spessore del provino attraverso due barre d'acciaio di dimensioni standard e con raggio di curvatura pari a quello del provino da testare.

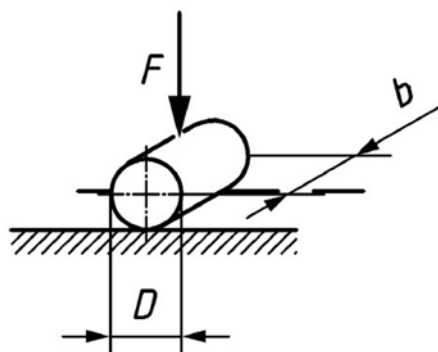


Figura 9.1 Schematizzazione della prova prevista dalla norma europea UNI EN 12697 – Annesso C – Trazione indiretta

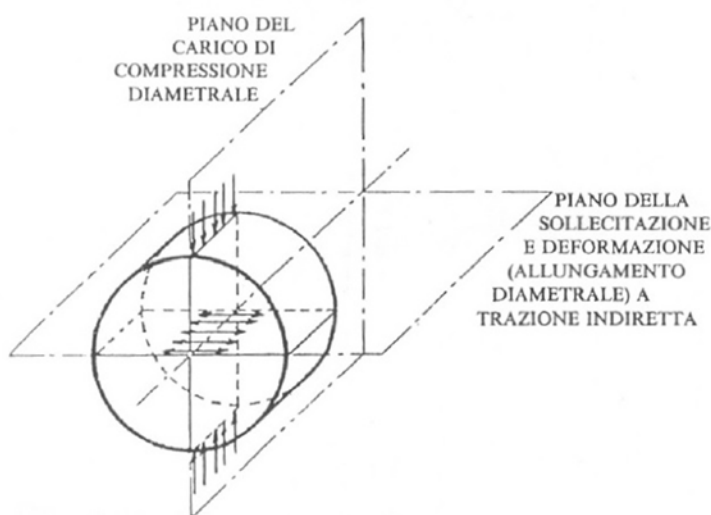


Figura 9.2 Direzione di applicazione del carico sul provino; sollecitazioni verticali di compressione e orizzontali di trazione provocate

La barra inferiore deve essere fissata saldamente al piatto d'acciaio di base, mentre quella superiore è connessa al sistema di carico attraverso una sfera d'acciaio che garantisce l'applicazione di una forza assiale. La cella di carico del sistema misura la forza applicata dal dispositivo pneumatico ad ogni ciclo. Il sistema di misurazione della deformazione deve essere in grado di misurare le elongazioni orizzontali massime, perpendicolarmente alla direzione di applicazione del carico; pertanto due trasduttori di spostamento sono montati su un supporto rigido fissato al provino in posizione diametralmente opposta. Il carico verticale induce nel provino sia tensioni verticali di compressione, sia tensioni orizzontali di trazione. L'intensità delle tensioni

varia lungo i diametri, ma risulta massima al centro del provino. La prova viene eseguita a controllo di deformazione con una deformazione massima imposta.

La norma europea EN 12697-26 (Annesso C) propone la seguente equazione per calcolare il modulo di rigidezza:

$$E = \frac{F}{z \cdot h} (v + 0,27)$$

dove:

- E = modulo di rigidezza [MPa];
- F = valore massimo del carico applicato [N];
- z = elongazione misurata lungo il diametro orizzontale [mm];
- h = spessore medio del provino [mm];
- v = coefficiente di Poisson.

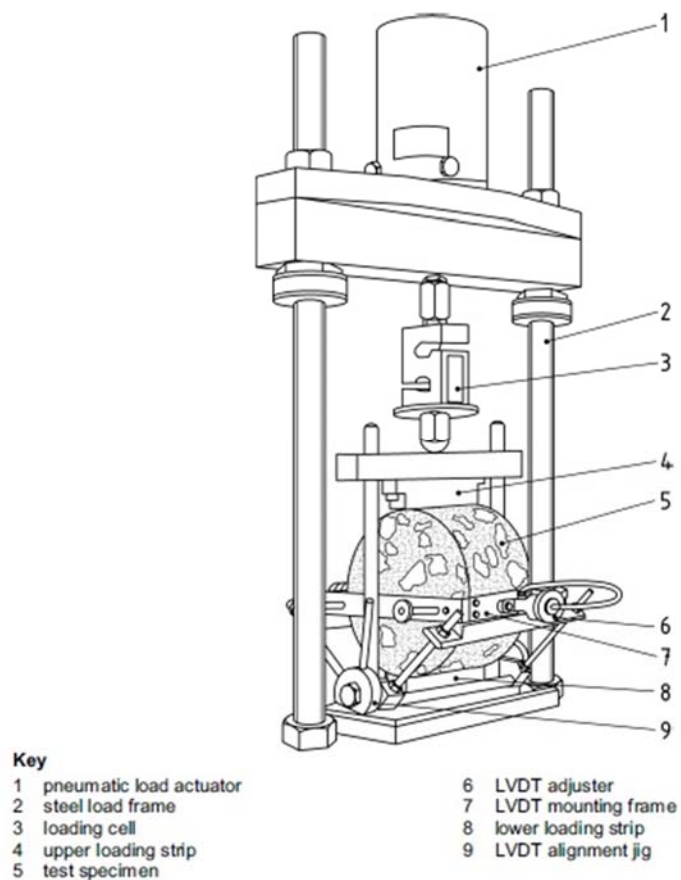


Figura 9.3 Dispositivo meccanico per la misura del modulo di rigidezza secondo la norma europea UNI EN 12697 – Annesso C
– Trazione indiretta

Il compito dell'operatore è quello di selezionare l'elongazione trasversale del diametro orizzontale "*target*" ed il tempo di incremento del carico "*rise time*" (tempo necessario affinché il carico aumenti dal valore zero al valore massimo). Selezionato un tempo d'incremento di carico ed uno spostamento orizzontale di riferimento (*target deformation*), il dispositivo pneumatico applica un numero prefissato (almeno dieci secondo la normativa) di impulsi al provino per calibrare l'ampiezza dell'impulso necessario a raggiungere la deformazione impostata. La geometria del provino è nota, la forza e la deformazione sono misurate, pertanto la tensione massima ed il modulo di rigidezza sono automaticamente calcolati dal software ad ogni ciclo di carico. Completati i primi cicli, inizia il vero e proprio test che consiste nell'applicazione di almeno altri cinque impulsi, e quindi nel calcolo del modulo ad ogni ciclo e nel calcolo del valore medio dei 5 moduli. La stessa operazione è in seguito effettuata cambiando la posizione del provino, cioè sollecitando il diametro ortogonale al precedente. La media dei valori medi calcolati nelle due posizioni prescelte, rappresenta il modulo di rigidezza del materiale sottoposto a prova. In definitiva, il modulo di rigidezza ottenuto secondo la prova di trazione indiretta ITSM si può definire come la misura della capacità del materiale di distribuire un carico applicato verticale, tale da generare una deformazione elastica corrispondente ad un allungamento diametrale di prefissato valore. Le elongazioni trasversali diametrali massime istantanee impostate sono $5\mu\text{m} \pm 2\mu\text{m}$ per un diametro nominale del campione di 100 mm.

Per poter effettuare in laboratorio un qualsiasi test che riproduca sul provino sollecitazioni dello stesso tipo di quelle che caratterizzeranno la sua vita in esercizio, è necessario analizzare come il carico viene applicato alla struttura della pavimentazione. In un elemento della pavimentazione, le tensioni si sviluppano a causa di una ruota in movimento che provoca sia una tensione tangenziale, sia una tensione di compressione, sia di trazione. Considerando un elemento di pavimentazione, le componenti tensionali in un punto aumentano il loro valore con l'avvicinarsi del veicolo e lo diminuiscono con l'allontanarsi dello stesso dal punto preso in osservazione. La componente orizzontale della tensione è di compressione nella parte superiore degli strati legati, mentre è di trazione in quella inferiore. Il fenomeno di carico e scarico reale consiste in una serie di pulsazioni veloci seguite da periodi di riposo. Il fenomeno di caricamento e scaricamento della pavimentazione è assimilabile in termini tensionali a quello di un provino soggetto ad un ciclo di carico e scarico di una trazione indiretta.

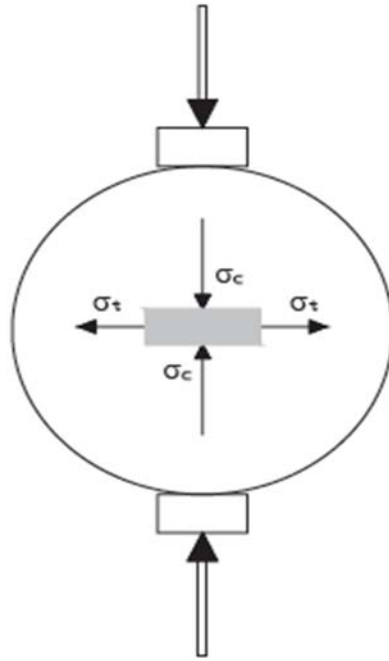


Figura 9.4 Schema di funzionamento della prova di determinazione del modulo in configurazione di trazione indiretta

Dalle Figura 9.5 e Figura 9.6 è possibile evincere la distribuzione delle tensioni di compressione e di trazione lungo la direttrice verticale e lungo quella orizzontale.

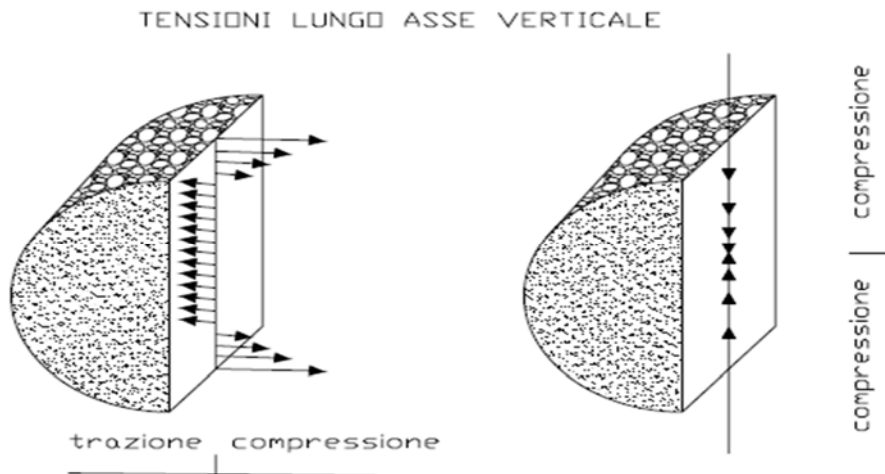


Figura 9.5 Andamento delle tensioni su asse verticale all'interno del provino

TENSIONI LUNGO ASSE ORIZZONTALE

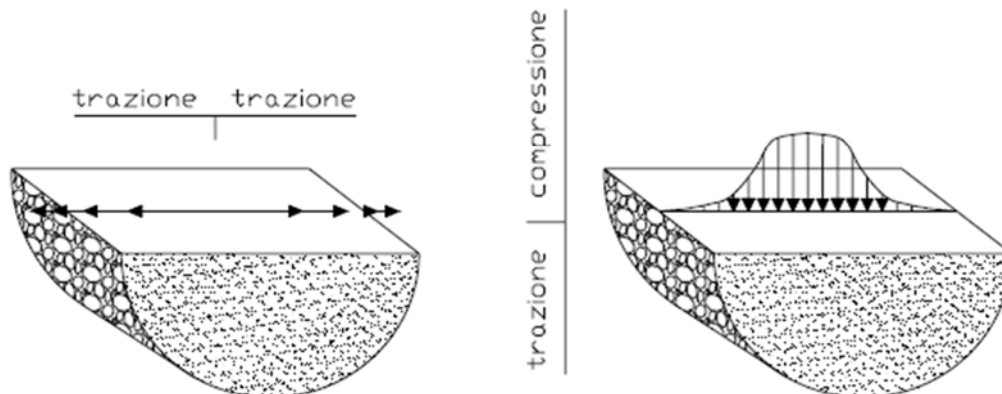


Figura 9.6 Andamento delle tensioni su asse verticale all'interno del provino

L'intensità delle tensioni varia lungo i diametri, ma risulta massima al centro del provino. Inoltre, lo stato di tensione presente nei pressi del centro della faccia di un provino sottoposto a trazione indiretta, è molto simile allo stato di tensione presente negli strati di un conglomerato bituminoso di una pavimentazione stradale.

L'apparecchiatura prevista dalla norma UNI EN 12697-26 Annesso C è composta delle seguenti parti:

- Telaio in acciaio;
- Due piastre inossidabili;
- Sistema di carico;
- Sistema di misura delle elongazioni;
- Cella termostatica;

Il telaio in acciaio risulta essere necessario per reggere e mantenere in posizione il provino cilindrico e per l'applicazione del carico;

Le piastre inossidabili hanno la superficie di carico concava e un raggio di curvatura uguale al raggio nominale del provino; la piastra inferiore deve essere fissata stabilmente al telaio, mentre la piastra superiore deve potersi muovere verticalmente per effetto del pistone di carico. Il contatto pistone-piastra di carico è realizzato per mezzo di una apposita semisfera di acciaio che viene riposta in un'opportuna sede al di sopra della piastra superiore dell'apparato.

Il sistema per l'applicazione del carico comprende un attuatore pneumatico che applica le pulsazioni di carico alle piastre in direzione verticale trasversalmente al diametro del provino.

L'attuatore deve essere in grado di applicare un impulso al provino del tipo: 1/4 di senoide per il carico; 1/4 di senoide allo scarico (o scarico lineare); mantenimento dello scarico per i restanti 2/4 del periodo T. Il tempo di crescita dell'impulso misurato dal momento in cui esso ha inizio, è quello strettamente necessario per far passare il carico da zero al valore massimo deve essere pari a 124 ± 4 ms; in caso si rendesse necessario, sarebbe possibile impostare altri tempi di crescita.

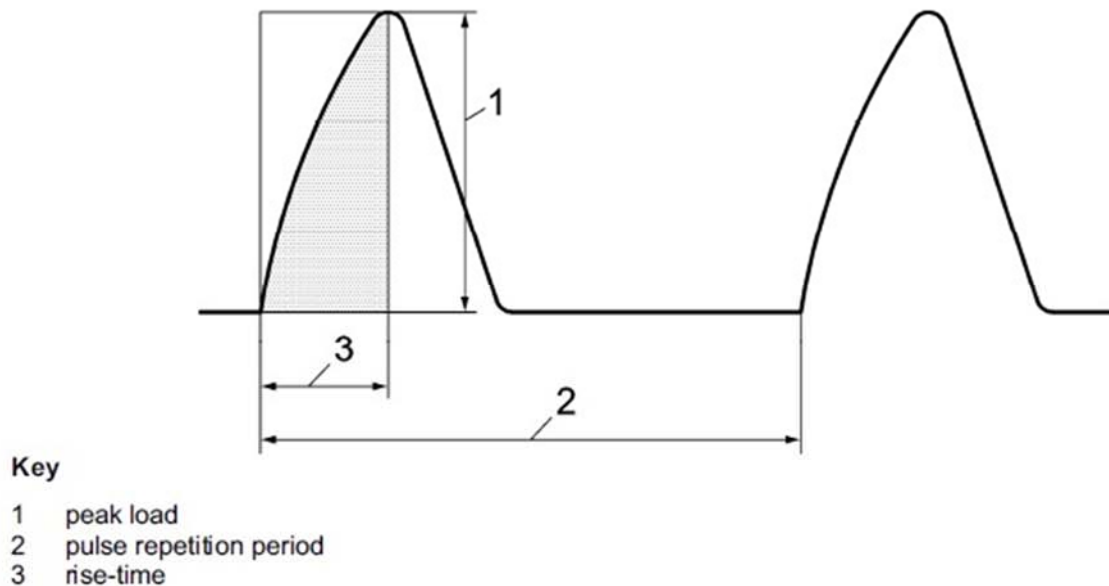


Figura 9.7 Forma del carico d'impulso, con indicazione del tempo di crescita e del picco di carico

Il carico applicato deve essere misurato con una precisione del $\pm 2\%$ e tale misurazione viene effettuata attraverso una cella di carico calibrata. L'impulso applicato è tarato al fine di ottenere la deformazione orizzontale istantanea massima impostata.

Il sistema di misurazione della elongazione (LVDT), capace di misurare lo spostamento diametrale orizzontale provvisorio massimo del campione, risultante dall'impulso applicato in direzione verticale perpendicolare. L'elongazione orizzontale massima istantanea registrata deve essere pari alla variazione nel diametro orizzontale nel campione; la suddetta variazione si genera come conseguenza dell'impulso applicato. La misurazione delle elongazioni viene effettuata mediante due trasduttori differenziali lineari variabili (LVDT) che sono montati diametralmente l'uno di fronte all'altro in un telaio rigido sul quale sono posizionati quattro morsetti che bloccano il telaio al provino. Il telaio non si deve distorcere quando i morsetti sono applicati al campione e non deve essere sorretto durante il test dalla gabbia esterna. È importante che il telaio sia

posto nella corretta posizione evitando contatti che risulterebbero nocivi al fine di ottenere una corretta misurazione.

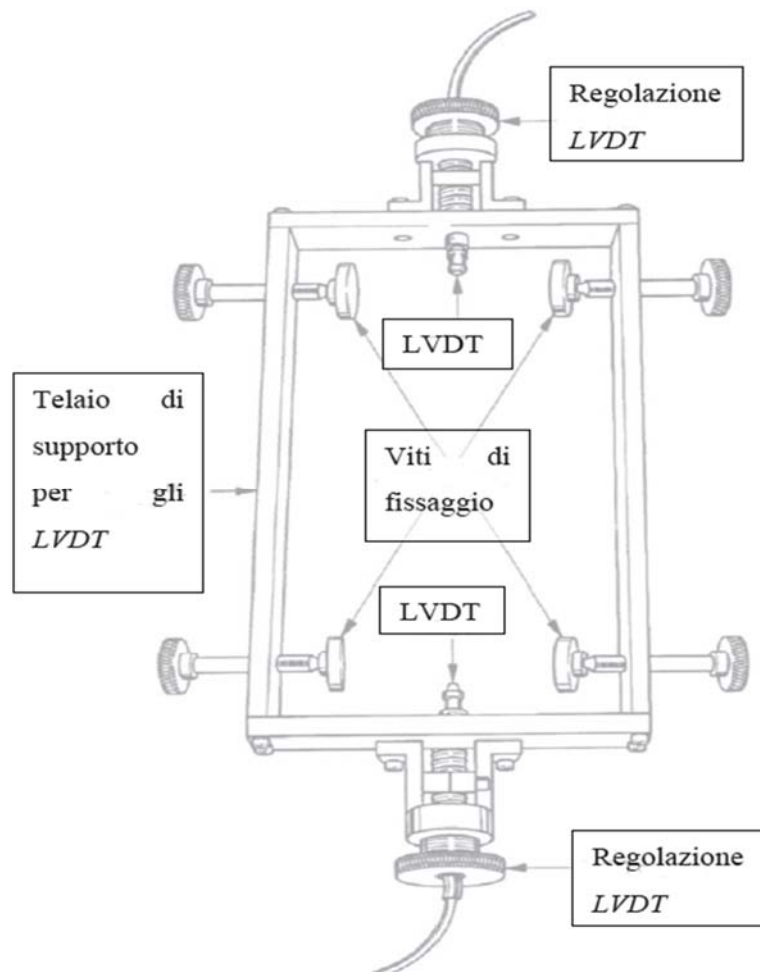


Figura 9.8 Attrezzatura per la misura della deformazione diametrale orizzontale

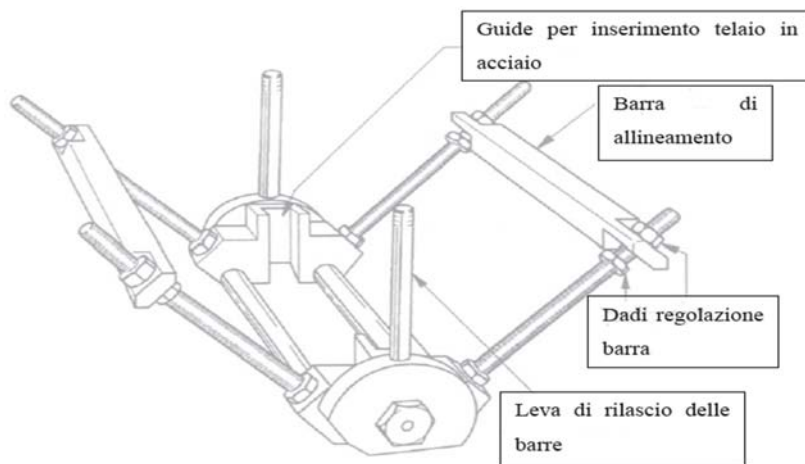


Figura 9.9 Maschera di sostegno del provino

La cella termostatica è attrezzata con un sistema ad aria condizionata in modo che il provino possa essere termostato, ovvero mantenuto alla temperatura desiderata, come prescritto per la corretta esecuzione del test.



Figura 9.10 Cella di carico Cooper NU-14 del Laboratorio Sperimentale di Strade dell'Università di Padova per la misura del modulo di rigidezza secondo la norma europea UNI EN 12697 – Annesso C – Trazione indiretta

Il software utilizzato per l'esecuzione della prova consente la registrazione dei dati relativi alla prova attraverso un'unità di interfaccia digitale connessa ad un computer che monitorizza e registra i segnali elettrici provenienti dall'attuatore e dagli LVDT. L'equipaggiamento elettrico deve essere in grado di registrare l'intensità dell'impulso e la conseguente deformazione diametrale per l'intera durata del ciclo di carico, con una frequenza di campionamento sufficientemente piccola, tale da permettere una misurazione accurata (almeno 500 Hz). Secondo la normativa, prima di effettuare la prova vera e propria devono essere applicati al provino almeno 10 colpi per consentire al sistema di acquisizione dati di assestare il carico in funzione dell'elongazione trasversale del diametro impostata. Successivamente si applicano 5 ulteriori impulsi al provino e, per ogni singola applicazione, si misura e si registra l'intensità massima del carico, la deformazione diametrale orizzontale massima e il tempo di risalita dell'onda di carico.

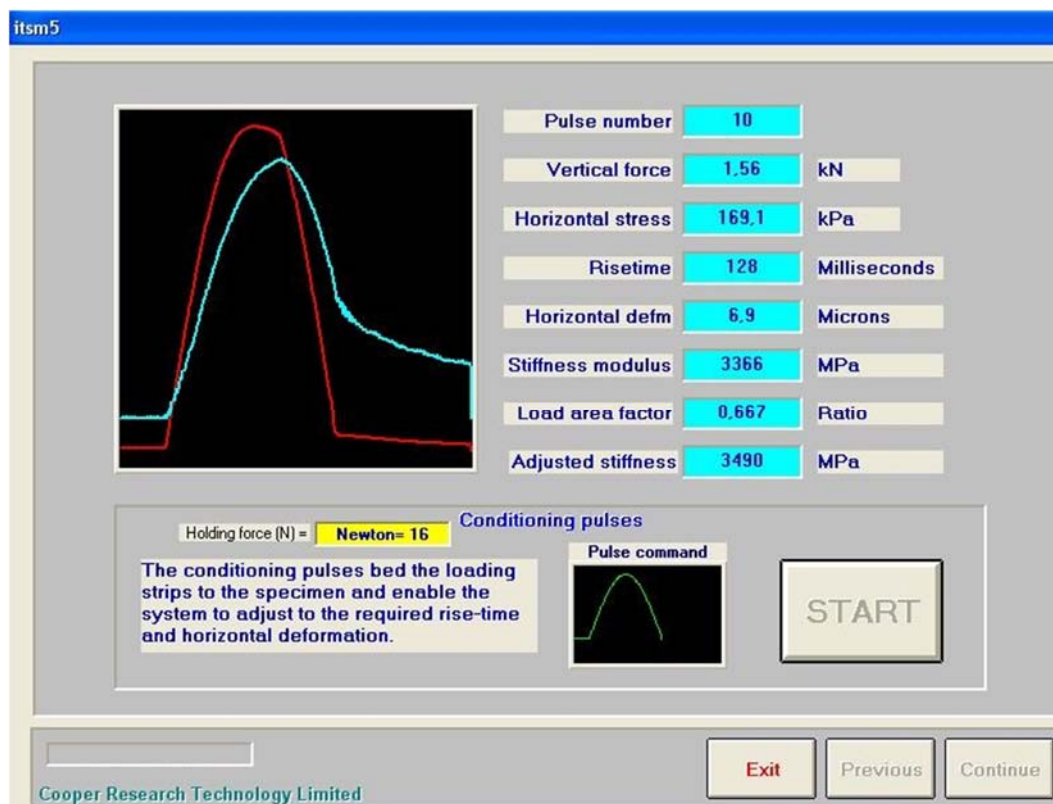


Figura 9.11 Esempio di output a video per il condizionamento di un provino durante la prova per la determinazione del modulo di rigidezza secondo la norma europea UNI EN 12697 – Annesso C – Trazione indiretta su provino cilindrico in conglomerato bituminoso

Utilizzando la media dei cinque impulsi misurati, si calcola il modulo di rigidezza usando l'equazione:

$$E = \frac{F}{z \cdot h} (v + 0,27)$$

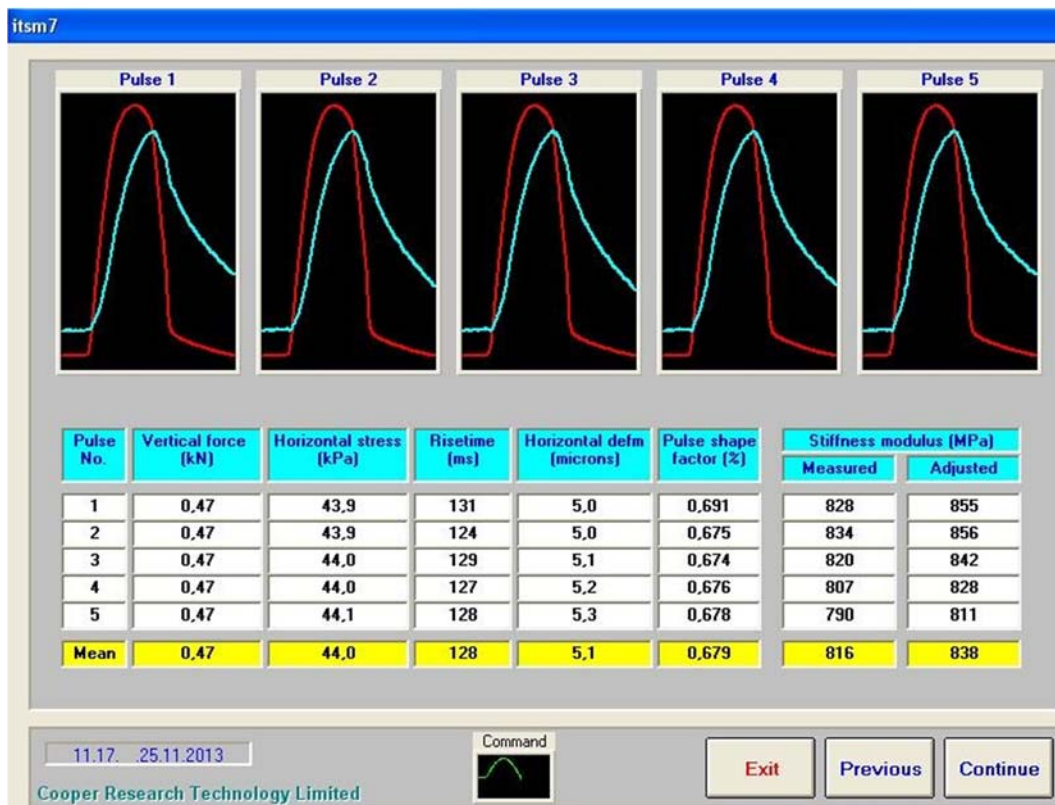


Figura 9.12 Esempio di output a video della determinazione del modulo di rigidezza secondo la norma europea UNI EN 12697 – Annesso C – Trazione indiretta su provino cilindrico in materiale polimerico

Il *load area factor*, rappresentato dall'area ombreggiata di Figura 9.7, è un fattore dato dal prodotto tra il valore di picco del carico e il valore del tempo di risalita della curva (*rise time*); il *load area factor* è un indice della regolarità della curva di carico ed il suo valore si deve attestare in condizioni normali tra i valori 0,5 e 0,7; nel caso in cui venga superato il valore 0,7, il provino è da scartare. Nel caso in cui il *load area factor* non corrisponda al valore $0,6 \pm 0,1$ deve essere utilizzata un'espressione di correzione data dalla formula:

$$E' = E[1 - 0,322 (\log(E) - 1,82) \cdot (0,6 - k)]$$

dove:

- E' = modulo di rigidezza corretto al valore di coefficiente di area di 0,6 [MPa];
- k = load area factor misurato;
- E = modulo di rigidezza misurato [MPa].

Dopo aver testato il campione lungo il primo diametro lo si ruota di $90^\circ \pm 10^\circ$ lungo il suo asse orizzontale, si ripete il test e si eseguono nuovamente i calcoli secondo i passaggi precedentemente menzionati. Se il valore medio del modulo di rigidezza derivante da questo test è non superiore al 10% e non inferiore al 20% del valore iniziale registrato nel primo test, si calcola la

media per i due test e si registra quello risultante come modulo di rigidezza del campione. In caso contrario, si ripete la prova sullo stesso provino lungo gli stessi diametri. Se la differenza persiste si riporta il risultato medio per ogni singolo diametro.

9.1.2 Parametri di prova

Nel seguito si elencano i parametri delle prove sperimentali:

- Tipologia di prova per la determinazione del modulo di rigidezza: trazione indiretta;
- Tipologia dei provini: cilindrici;
- Composizione della miscela: C50; C75; C100; B;
- Modalità di esecuzione della prova: controllo di deformazione;
- Entità della deformazione: 5 $\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain) per parte;
- Modalità di caricamento dei provini: funzione hiversine pulsante ($\frac{1}{4}$ di senoide di carico, $\frac{1}{4}$ di senoide di scarico, periodo di riposo);
- Frequenza di carico: 2 Hz;
- Temperatura di condizionamento del provino e dell'esecuzione della prova: 0°C, 10°C, 20°C, 30°C, 60°C;

9.2 Prove di fatica di tipo flessionale su quattro punti su provini prismatici (UNI EN 12697-24 - Annesso D)

9.2.1 Descrizione della prova, dell'apparecchiatura e del software

La sperimentazione si pone come primario obiettivo fornire un inquadramento complessivo del comportamento a fatica delle differenti miscele proposte.

Allo stato attuale non è presente alcuna normativa di riferimento per lo studio del comportamento a fatica di provini in conglomerato polimerico al fine di riprodurre in laboratorio gli effetti del passaggio di veicoli su una pavimentazione. Per tale motivo viene scelta come riferimento per la sperimentazione la normativa UNI EN 12697-24 che prescrive i metodi di prova per lo studio del comportamento a fatica su provini in conglomerato bituminoso. La scelta di adottare la stessa normativa del conglomerato bituminoso risulta ponderata dal momento che il conglomerato polimerico oggetto di studio e il conglomerato bituminoso risultano essere simili a livello di composizione strutturale (entrambi i materiali sono costituiti da legante e da aggregati calcarei della medesima qualità e quantità) e a livello reologico (entrambi i materiali sono caratterizzati da una natura visco-elastica con conseguente analoga risposta meccanica). La normativa citata prevede la possibilità di effettuare differenti tipologie di prova sui campioni e i diversi protocolli di esecuzione sono descritti negli Annessi. In particolare, è stato scelto di seguire il protocollo di prova prescritto dall'Annesso D del Protocollo Europeo UNI EN 12697-26 che permette di determinare il ciclo di vita a fatica di provini prismatici di conglomerato bituminoso applicando ripetutamente un carico su quattro punti (il provino subirà una sollecitazione flessionale ripetuta). La configurazione di prova di tipo flessionale su quattro punti su provini prismatici venne ideata presso l'Università della California a Berkley negli anni '70 al fine di misurare i valori del modulo di rigidezza dei campioni. L'attrezzatura prevedeva un sistema elettropneumatico per l'applicazione del carico ma non prevedeva alcun dispositivo per la sua misurazione. Il provino prismatico, avente dimensioni $38.1 \times 38.1 \times 381 \text{ mm}$, era fissato con quattro morsetti dotati di viti caricate a molla e per evitare movimenti laterali delle estremità del travetto si usavano delle viti di bloccaggio. La deflessione al centro del travetto veniva misurata con un trasduttore LVDT collegato a un registratore scrivente. Le prove solitamente erano limitate alla modalità a tensione controllata e gli impulsi di carico avevano forma quadrata o semi-sinusoidale, con frequenze da 1 a 2 Hz e periodi di carico di 0,1 secondi.

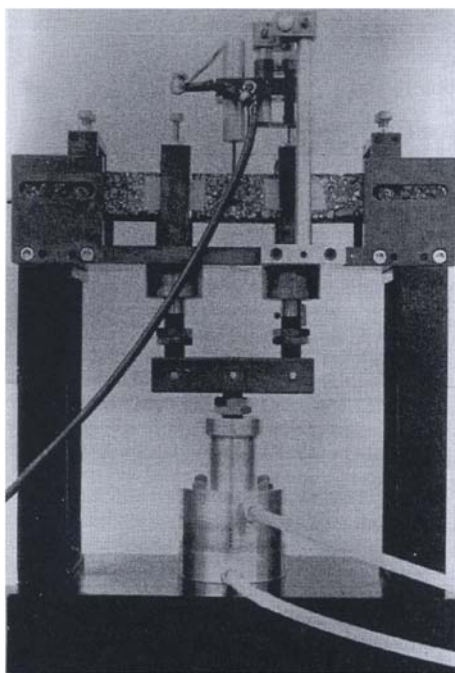


Figura 9.13 Versione iniziale del macchinario per le prove a flessione su travetti prismatici su quattro punti . Berkley 1970

Successivi miglioramenti della stessa attrezzatura hanno introdotto un misuratore di carico, per controllarne la continuità, e un sistema di acquisizione e controllo assistito dall'elaboratore. Anche se il sistema di acquisizione facilitò la lettura dei dati e ridusse la varianza legata all'operatore per la lettura della striscia cartacea, i tempi complessivi di prova e la variabilità delle misurazioni rimasero pressoché invariati; ciò accadeva perché i tempi di montaggio del provino non erano variati, il sistema pneumatico non permetteva di ottenere una frequenza maggiore di 2 Hz e l'ampiezza del carico e della deformazione non potevano essere controllati con accuratezza. Con il progetto SHRP A-003A sono stati fatti due importanti miglioramenti all'attrezzatura con l'intento, non solo di incrementare l'affidabilità dei risultati, ma di minimizzare anche i tempi di montaggio del provino e di esecuzione della prova. Questi miglioramenti prevedevano delle dimensioni maggiori del provino con il progetto e la costruzione di una nuova apparecchiatura. Gli obiettivi miravano ad aumentare la semplicità e l'affidabilità della prova, prevedendo la possibilità di un utilizzo indipendente o adattabile all'uso con lo SHRP Shear Test Equipment. Per quanto riguarda la dimensione del travetto, la sua sezione trasversale è stata portata a 50.8 mm di altezza e 63.5 mm di larghezza: la maggior sezione trasversale che poteva essere inserita all'interno dello SHRP Shear Test Equipment. Ciò aveva limitato la lunghezza del travetto a 381 mm; tuttavia l'interasse tra i punti di appoggio era stato aumentato da 305 a 356 mm per minimizzare la deformazione a taglio nel travetto. Per quanto riguarda l'attrezzatura in quegli anni sono stati adottati i seguenti cambiamenti migliorativi:

- Nuova progettazione per semplificare e ridurre i tempi di montaggio del provino; questo ultimo obiettivo è stato ottenuto meccanizzando il fissaggio del provino attraverso l'uso di motorini ad alta precisione. Si ottenne una riduzione dei tempi passando dai 30-45 minuti ai 5 minuti attuali;
- I cuscinetti per gli spostamenti dei morsetti esterni e per le rotazioni vennero migliorati per minimizzare le tensioni estranee nel provino e per garantire un momento nullo alle estremità;
- Nuovi componenti vennero riprogettati o modificati per accomodare i provini di dimensioni maggiori;
- Vennero automatizzati i controlli di prova e di temperatura, l'acquisizione dei dati e l'elaborazione.

La prova, nella sua configurazione moderna, consente di caratterizzare il comportamento a fatica dei conglomerati mediante un'apparecchiatura per prove di flessione su quattro punti.

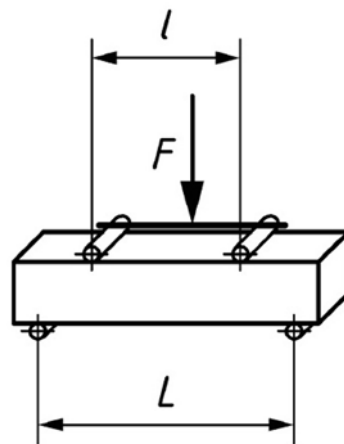


Figura 9.14 Schematizzazione della prova prevista dalla norma europea UNI EN 12697 – Annesso B – Flessione su quattro punti

Il travetto prismatico deve essere sottoposto a flessione periodica su quattro punti con libera rotazione e traslazione in tutti i punti di carico e di reazione. La flessione è realizzata caricando i due punti interni (morsetti interni), in direzione verticale, perpendicolarmente all'asse longitudinale della trave. La posizione verticale degli appoggi finali (morsetti esterni) deve essere fissa. Lo schema statico di riferimento è quello di una trave doppiamente appoggiata e caricata con due forze concentrate e applicate simmetricamente a distanza $L/3$ dagli estremi della trave. Il sistema

ottenuto è di tipo isostatico. La configurazione di carico consente di realizzare un momento costante tra i due morsetti interni.

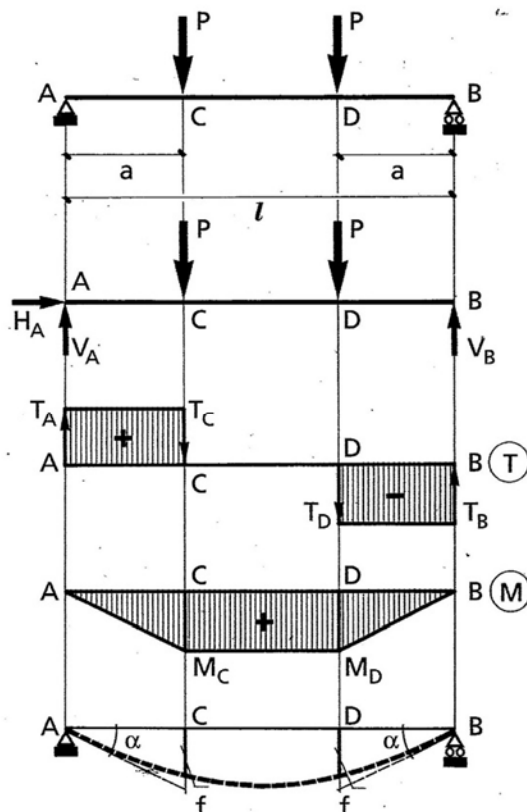


Figura 9.15 Diagramma delle sollecitazioni e delle deformate di una trave doppiamente appoggiata e caricata

L'ultimo diagramma della *Figura 9.15* rappresenta la deformata della trave ovvero il luogo dei punti assunti dall'asse per gli spostamenti subiti a seguito dell'applicazione delle due forzanti P , la cui equazione prende il nome di linea elastica. Nel caso specifico di prova di flessione su quattro punti prevista dalla norma UNI EN 12697-24 le forze P assumono valori variabili con legge sinusoidale. Per questo motivo il carico sarà ciclicamente rivolto verso il basso e verso l'alto e, di conseguenza, anche i diagrammi delle sollecitazioni si specchieranno rispetto all'asse del provino, seguendo i valori di forza della parte di onda positiva e negativa. Per quanto riguarda la deformazione della trave, la generica sezione subirà una deformazione uguale a quella del caso di sollecitazione a flessione retta se si trascura la componente di deformazione tagliante, assunzione accettabile in quanto la deformazione al taglio risulta trascurabile rispetto a quella flessionale. Nella flessione con carico sinusoidale, la trave può avere le fibre inferiori che vengono tese o compresse a seconda del segno dell'onda di carico mentre quelle superiori hanno comportamento contrario: sono compresse o tese. La sezione si conserva piana e ortogonale all'asse geometrico deformato, per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

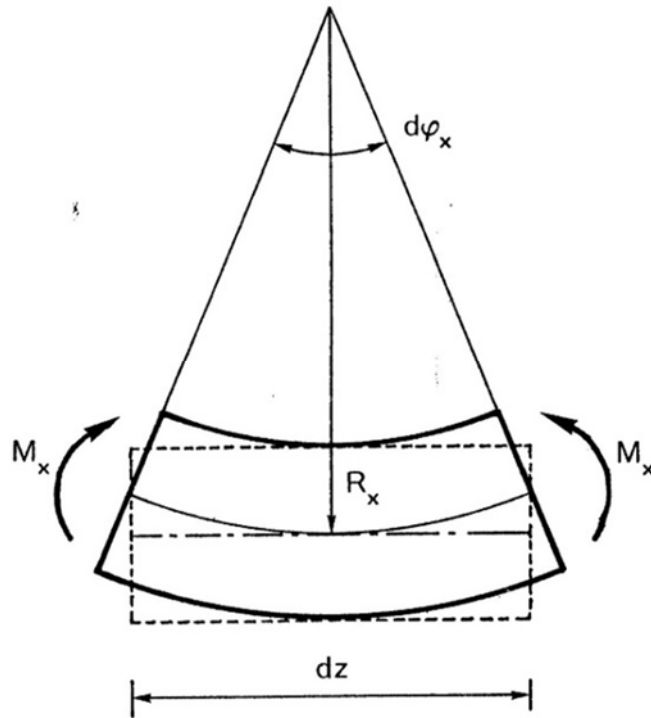


Figura 9.16 Flessione della generica trave

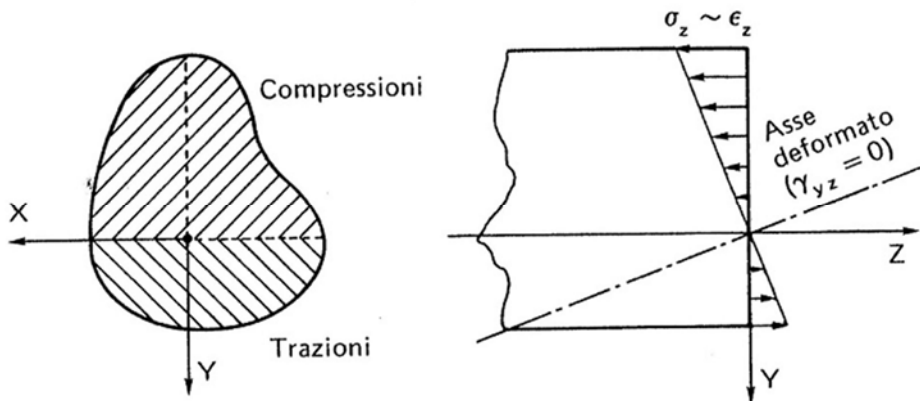


Figura 9.17 Giacitura della generica sezione della trave a seguito dell'applicazione di un carico

La normativa UNI EN 12697-24 prevede una precisa geometria di prova in cui i provini, in conglomerato bituminoso, siano poggiati al telaio lungo il lato più grande della loro sezione. Nelle sperimentazioni condotte in laboratorio la prescrizione geometrica non è stata rispettata: i provini prismatici sono stati testati poggiando al telaio il lato più corto della loro sezione. Il motivo di questa scelta risiede nel fatto che la strumentazione a nostra disposizione è ottimizzata per

le prove su materiale in conglomerato bituminoso, maggiormente rigido e meno deformabile a parità di tensione applicata. Dal momento che esiste un legame tra momento d'inerzia²⁶ di una sezione e la resistenza a flessione della sezione stessa rispetto a carichi ortogonali all'asse di riferimento, se si fosse adottata la configurazione di prova indicata nella normativa si sarebbero ottenuti valori di deformazioni eccessivamente grandi da non essere adeguatamente letti dalla strumentazione del macchinario.

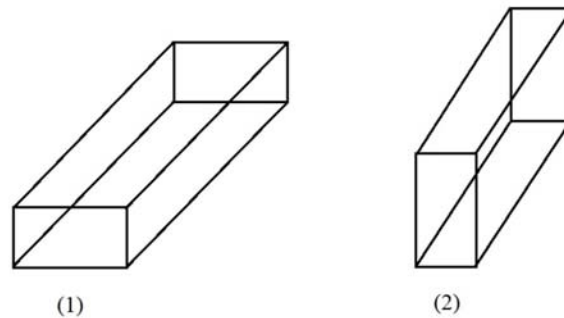


Figura 9.18 Configurazioni geometriche dei provini prismatici: (1) geometria prescritta dalla norma UNI EN 12697; (2) geometria adottata nelle sperimentazioni

Durante la prova il carico necessario per la flessione del provino, la flessione e il ritardo di fase tra questi due segnali devono essere misurati nel tempo. Le prove devono essere ripetute a diversi livelli di tensione (per prove a controllo di tensione) o di deformazione (per prove a controllo di deformazione) su provini omogenei.

L'apparecchiatura prevista dalla norma UNI EN 12697-24 per l'esecuzione dei test di fatica con prove flessionali su quattro punti (4PB-Four Point Bending Apparatus System) si compone di quattro elementi principali:

- un attuatore;
- un telaio di supporto;
- una cella termostatica;
- una stazione elettronica per la registrazione dei dati (IMACS).

L'attuatore consente di applicare forze dinamiche ripetute attraverso carichi sinusoidali di entità massima pari a 5 kN ad una frequenza di 0,01 Hz e 1 kN ad una frequenza di 70 Hz. L'attuatore viene alimentato ad aria compressa ed è collegato meccanicamente al provino attraverso una cella di carico. Il flusso d'aria compressa è regolato da un servo valvola controllata

²⁶ Il momento d'inerzia di una sezione è una grandezza che esprime l'attitudine di una figura piana a ruotare attorno ad un asse di riferimento. Maggiore è il momento d'inerzia, minore è l'attitudine a ruotare della sezione.

elettronicamente. Diversi trasduttori sono collegati al sistema al fine di misurare alcuni parametri di rilievo: carico, posizione e deformazione. I trasduttori convertono il movimento in segnali elettrici e tramite l'IMACS (Integrated Multi-Axis Control System) forniscono un output interpretabile a video. I segnali dei trasduttori sono inoltre utilizzati per controllare il sistema poiché vengono elaborati dall'IMACS e confrontati con i valori di input richiesti. La differenza tra i due segnali è l'errore. Al fine di eliminare l'errore il sistema agisce sulla servo valvola che regola il flusso di aria compressa.



Figura 9.19 Attuatore

Il telaio supporta il travetto prismatico e consente di riprodurre lo schema statico della trave doppiamente appoggiata agli estremi e caricata simmetricamente da due forze nelle zone centrali. I quattro punti di appoggio sono costituiti da dispositivi di serraggio che mantengono il provino in posizione durante la prova: alle estremità si trovano i morsetti esterni mentre nelle zone centrali si trovano i morsetti interni.



Figura 9.20 Telaio per la prova di flessione su quattro punti

I primi sono fissi, si mantengono all'altezza imposta dalla geometria del telaio e consentono la traslazione orizzontale del travetto di qualche millimetro (vincolo schematizzabile con un doppio carrello). I secondi sono mobili solidariamente in direzione verticale con un movimento ciclico sinusoidale simmetrico rispetto alla posizione iniziale di prova. La rotazione del provino in corrispondenza di tutti e quattro i morsetti è lasciata libera in quanto viene lasciata la possibilità al provino di ruotare attorno ad un asse orizzontale e trasversale a quello del provino.



Figura 9.21 Movimento del morsetto che garantisce la libera traslazione del provino in corrispondenza degli appoggi esterni

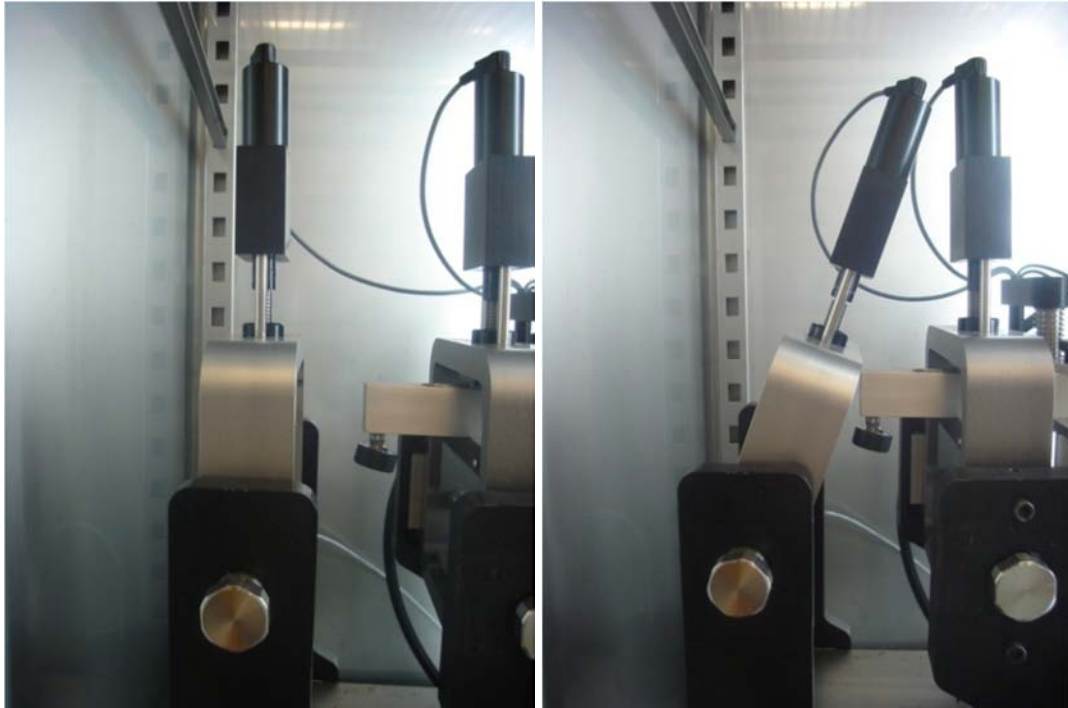


Figura 9.22 Movimento del morsetto che garantisce la libera rotazione del provino in corrispondenza degli appoggi

Il serraggio del provino avviene tramite quattro piccoli motorini elettrici che permettono l'abbassamento di una piastrina che preme verticalmente sul campione durante l'esecuzione della prova.

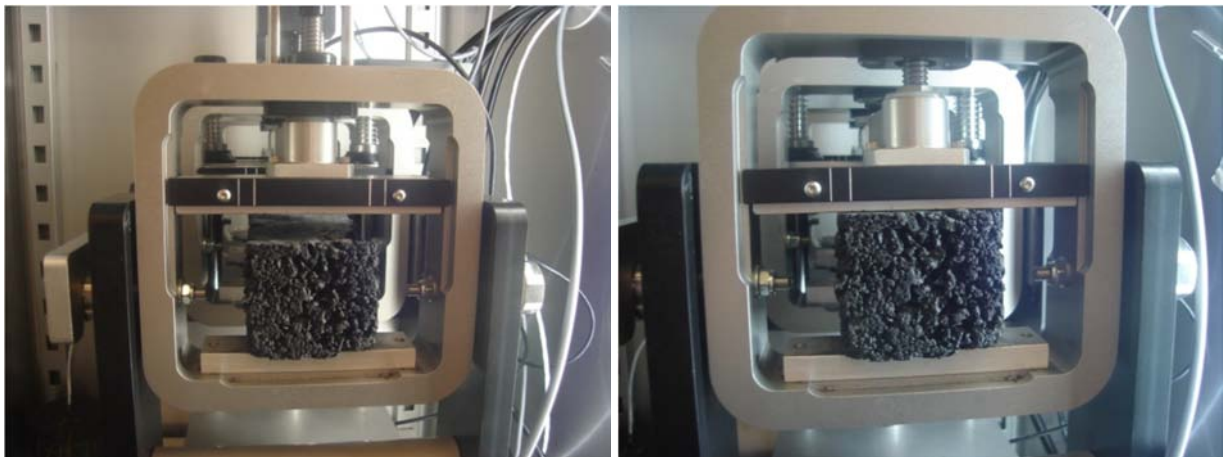


Figura 9.23 Particolare del morsetto del provino

Gli spostamenti del provino sono rilevati e misurati da un trasduttore LVDT (Linear Variable Differential Transducer) posizionato al centro del telaio a contatto con la superficie superiore del provino. L'LVDT misura la freccia del provino in mezzeria in corrispondenza di una distanza

pari a $L_{eff}/6$ dai dispositivi di serraggio esterni tramite una piccola barra metallica che aderisce al provino con l'ausilio di due appoggi di gomma caricati da una molla.



Figura 9.24 Trasduttore LVDT

La cella termostatica ospita il telaio di supporto del travetto prismatico ed è ventilata per garantire il mantenimento della temperatura desiderata per l'esecuzione della prova.

La stazione elettrica per la registrazione dei dati (IMACS) è collegata al dispositivo di applicazione del carico, ai motorini elettrici che bloccano il provino in corrispondenza dei morsetti, al trasduttore LVDT e al computer su cui gira il software di gestione della prova mediante collegamento USB. La stazione elettronica garantisce la comunicazione tra componente software e componente hardware: stabiliti gli input di prova, ci fornisce l'entità del carico applicato per aver raggiunto uno prestabilito spostamento o, viceversa, l'ampiezza dello spostamento raggiunto in seguito all'applicazione di un prestabilito carico a seconda della modalità di prova che si vuole utilizzare. La stazione elettrica ha anche il compito di registrare tutti i dati della prova durante l'esecuzione: modulo di rigidità a flessione del materiale, angolo di fase, entità della forza/tensione o spostamento/deformazione, energia dissipata.



Figura 9.25 Stazione elettrica per l'acquisizione dei dati

Il software di gestione dei dati di input e output per la prova 4PB è lo Universal Testing System 018 (UTS018). L'interfaccia del software prevede diverse finestre in cui si inseriscono informazioni sul campione e parametri di prova o si ricevono i risultati ottenuti dai test. Nella pagina *General* si specifica la normativa di riferimento per la prova (UNI EN 12697-24 o UNI EN 12697-26), il nome del progetto esplicitando alcuni parametri di prova significativi (es. temperatura, frequenza di carico), l'operatore che la esegue.

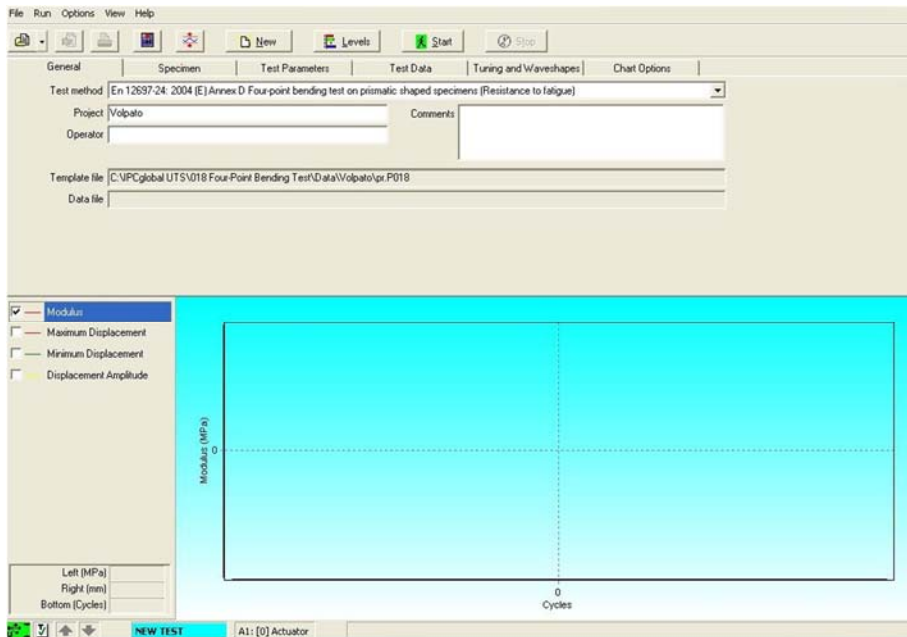


Figura 9.26 Finestra General del software UTS018

Nella pagina *Specimen* si inseriscono informazioni riguardanti il provino: massa, altezze e larghezze misurate in corrispondenza dei quattro punti di appoggio. Il programma prevede in modo automatico il calcolo della densità del campione.

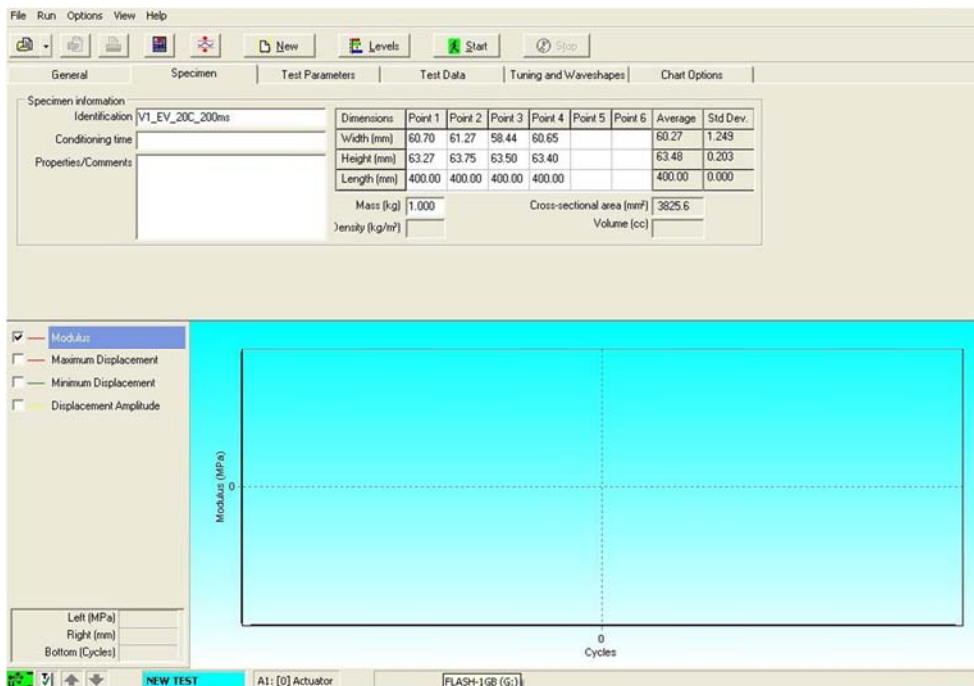


Figura 9.27 Finestra Specimen del software UTS018

Nella finestra *Test Parameters* si specificano i parametri di prova: la modalità di controllo del carico, il valore della deformazione o della sollecitazione che si vogliono raggiungere ad ogni ciclo di carico, la frequenza di carico, il numero di cicli massimo a cui sottoporre il provino e la riduzione in % del valore del modulo complesso a cui far terminare la prova con riferimento a quello iniziale (tipicamente quello misurato al 100esimo ciclo). Le prove possono essere eseguite secondo due modalità: controllo di deformazione o controllo di tensione. Il controllo di deformazione consiste nell'impostare un valore di deformazione a cui il provino verrà ciclicamente portato. Per deformazione si intende la variazione di lunghezza delle fibre superiori e inferiori del campione rapportata alla lunghezza iniziale ed è espressa in microstrain [$\mu\text{m}/\text{m}$]. Va indicato il valore della deformazione che si vuole raggiungere in seguito all'applicazione del singolo picco di carico. In questa modalità, il carico applicato varia durante la prova regolandosi in base alle deformazioni subite dal provino. Il software controlla il valore del carico nel tempo e fa in modo che la forza applicata al provino sia quella necessaria per provocare la deformazione massima desiderata e impostata all'inizio della prova. Il controllo di tensione consiste nell'impostare un valore di carico a cui verrà ciclicamente sottoposto il campione misurandone gli spostamenti che risulteranno quindi essere variabili durante la prova. Inoltre, nella finestra *Test Parameters* è possibile impostare una prova preliminare di modulo di rigidezza sullo spettro di frequenze (frequency sweep) offerto dalla UNI EN 12697-24 specificando il numero di ciclo in cui viene rilevato.

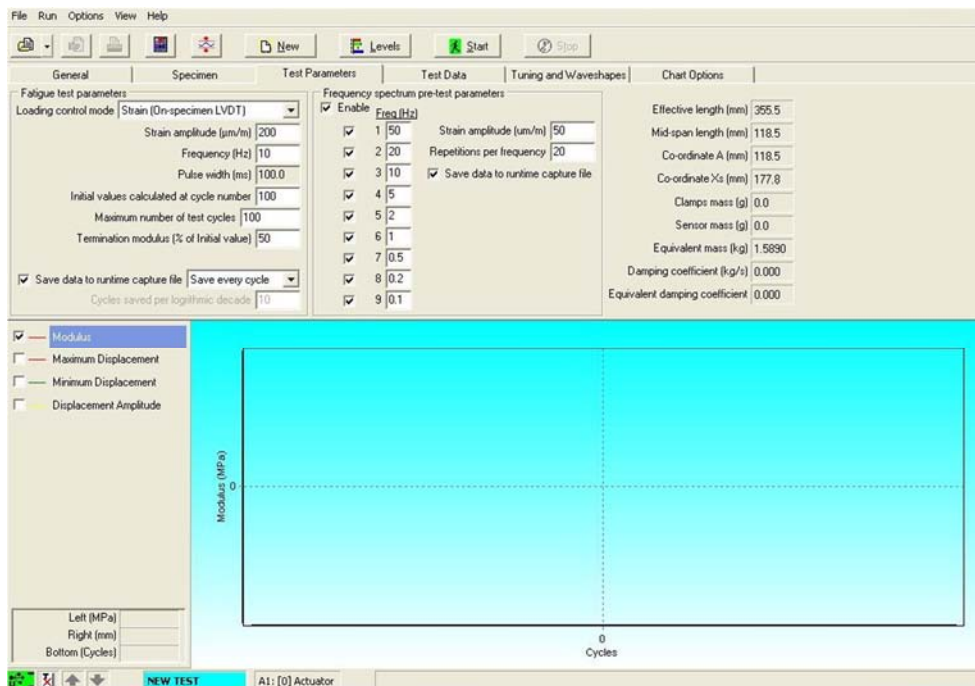


Figura 9.28 Finestra Test Parameters del software UTS018

Nella finestra *Test Data* il software riporta: il ciclo corrente, il valore del modulo di rigidità, i valori reali della tensione e della deformazione applicati, l'angolo di fase, l'energia dissipata, la forza applicata, lo spostamento misurato con dall'LVDT. Nella parte inferiore della pagina sono rappresentati graficamente gli andamenti delle grandezze selezionate nella finestra *Chart Options*, all'avanzare dei cicli. Nella finestra *Tuning e Waveshapes* è possibile visualizzare in tempo reale i cicli di isteresi, l'andamento del carico e dello spostamento sia dell'attuatore sia quello misurato sul provino dall'LVDT, per valutare quanto precisamente questi approssimino delle sinusoidi. Nel caso in cui le curve rappresentate abbiano eccessivo "rumore" (picchi di sinusoidi troppo elevati che determinato un andamento molto distante da un andamento sinusoidale perfetto) si può agire sui Tuning Parameters (PID): Proportional Gain, Integral Gain, Derivative Gain.

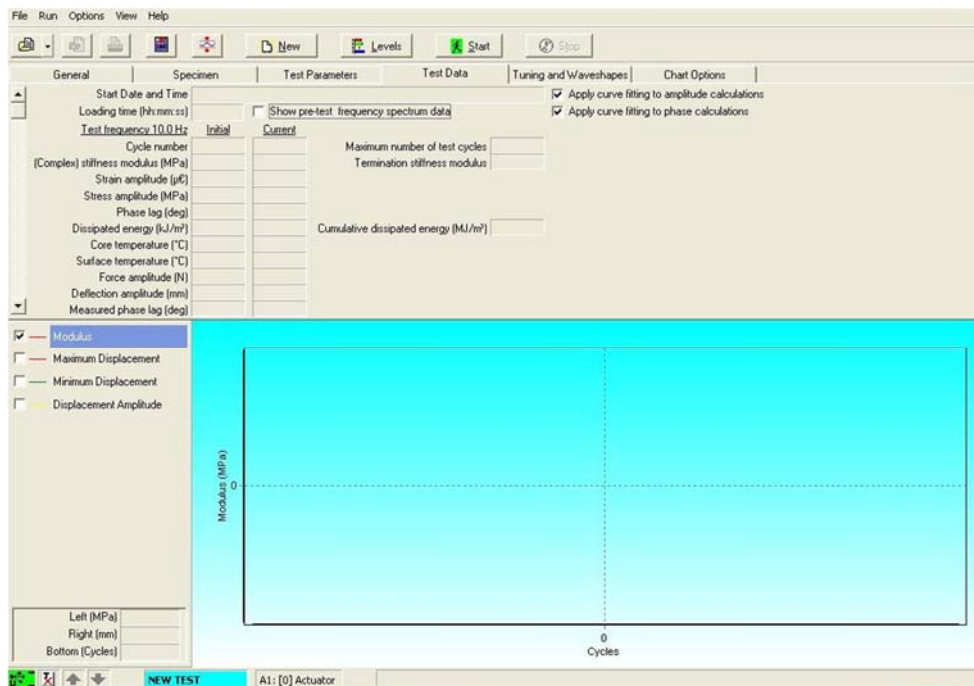


Figura 9.29 Finestra Test Data del software UTS018

Nell'ultima finestra, *Chart Options*, si scelgono quali grandezze visualizzare nei grafici che appaiono nelle precedenti finestre. All'interno dei menù a tendina si attribuiscono all'asse destro e sinistro due dei parametri elencati in *Test Data* (angolo di fase, valore del modulo, forza, deformazione, ...). Quando si eseguono più prove sullo stesso provino è possibile salvarne il template selezionando il menù *File*. Salvare un template è utile poiché questo file contiene all'interno tutte le informazioni di input di una prova (dimensioni del campione, parametri dei test, ...) mentre non vengono salvate le informazioni di output che sono invece archiviate nei file *Data*. In questo modo, per ogni prova eseguita sul medesimo provino, non sarà necessario inserire di volta in volta le stesse informazioni ma basterà richiamarle selezionando uno specifico template modificando solo i parametri specifici di ogni test. I tasti posizionati al di sopra delle finestre appena descritte sono: Open Data/Template, Preview Report, Print Report, Virtual Pendant, Machine Limits, New, Levels, Start, Stop. Il *Virtual Pendant* consente la movimentazione verticale manuale dell'attuatore al quale sono collegati i dispositivi di serraggio interni. Questa operazione è necessaria per assicurarsi che il provino sia perfettamente poggiante su tutti e quattro i dispositivi di bloccaggio. I tasti per i movimenti sono *Axis Jog Control*. È possibile, attivando il tasto *fast*, richiedere una velocità di movimentazione dell'attuatore maggiore.

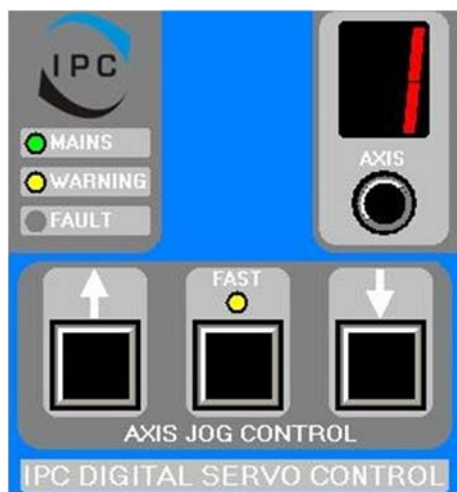


Figura 9.30 Virtual Pendant del software UTS018

Il tasto *Levels* apre una finestra in cui vengono riportati i livelli di ogni trasduttore del sistema. *A1A Actuator* indica la posizione dell'attuatore e dei due morsetti centrali; *A1B Load* indica il valore del carico applicato in quel preciso istante (all'inizio di ogni prova deve essere impostato a 0,000 kN); *A1C On Specimen LVDT* indica il valore letto dall'LVDT sul provino (all'inizio di ogni prova deve essere impostato a 0,000 mm attraverso avvvitamento o svitamento manuale di una vite meccanica di supporto del trasduttore); *A2A Core Temperature* indica il valore di temperatura rilevato da una sonda posta internamente al provino; *A2B Surface Temperature* indica il valore di temperatura rilevato da una sonda posta internamente alla cella climatica.

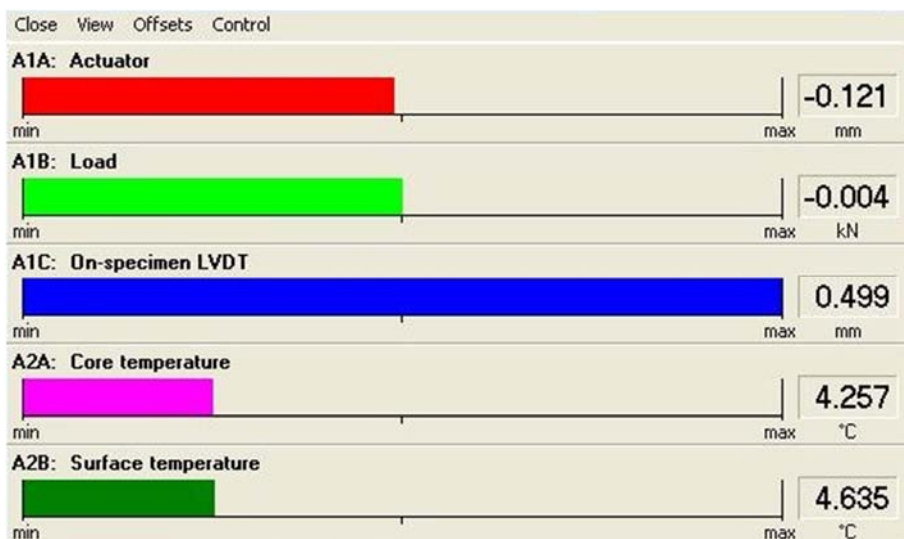


Figura 9.31 Finestra Transducer Levels del software UTS018

Preliminarmente all'esecuzione della prova si devono effettuare alcune operazioni significative. La prima delle quali è il condizionamento del provino da testare per un tempo e ad una temperatura prescritta dalla norma. Successivamente, prima di posizionare il travetto nel telaio, si inserisce la barra spaziatrice sui quattro perni di serraggio per fare in modo che essi siano effettivamente equidistanti. Ci si accerta che l'LVDT non sia abbassato al fine di evitare l'urto durante l'inserimento del provino e solo dopo si procede con il suo inserimento. Il provino va posizionato centralmente sia in senso longitudinale, sia in senso trasversale, per aumentare la precisione di quest'ultima posizione, sulle piastre dei morsetti sono riportati dei segni verticali di allineamento. Si deve far in modo che il provino sia poggiante su tutti e quattro i serraggi e poi regolare l'altezza dell'attuatore tramite i tasti presenti nel Virtual Pendant. Una volta posizionato il provino si chiudono i morsetti abbassando le levette che si trovano alla base del telaio e poi si toglie la barra spaziatrice. Si procede con la successiva regolazione dell'LVDT sulla superficie del provino. Si apre quindi la finestra *Levels* e si controlla il valore mentre si ruota manualmente la vite posizionata al di sopra del trasduttore, tra i due morsetti interni; raggiunto il valore 0,000 nella voce *AIC On Specimen LVDT* si chiude la vite di blocco. Il provino, ora, risulta correttamente posizionato all'interno del telaio. Si può pertanto impostare i parametri della prova all'interno della scheda *Test Parameters* del software di controllo. La prova può essere avviata.

Dal punto di vista computazione la relazione utilizzata dal software per il calcolo del modulo di rigidezza a flessione su quattro punti del provino è quella indicata nella normativa UNI EN 12697-26, Annesso B.

9.2.2 Parametri di prova

Nel seguito si elencano i parametri delle prove sperimentali:

- Tipologia di prova a fatica: flessionale su 4 punti;
- Tipologia dei provini: prismatici;
- Composizione della miscela: C100, C75, C50;
- Modalità di esecuzione della prova: controllo di deformazione, controllo di tensione;
- Entità della deformazione: 150; 200; 300; 500; 700 $\mu\text{m}/\text{m}$ (microstrain);
- Entità della tensione: 100; 200; 300; 400; 500 KPa;
- Modalità di caricamento dei provini: funzione sinusoidale senza periodo di riposo;
- Frequenza di carico: 10 Hz;

- Temperatura di condizionamento del provino e dell'esecuzione della prova: 20°C;
- Modalità di valutazione dei risultati: approccio di tipo fenomenologico (tradizionale).

9.3 Prove per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare su provini prismatici

9.3.1 Descrizione della prova, dell'apparecchiatura e del software

La sperimentazione si pone come obiettivo la ricerca del coefficiente di dilatazione termica di un campione realizzato con un materiale a base di legante polimerico.

Allo stato attuale non è presente alcuna normativa di riferimento per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica di provini in conglomerato polimerico. Per tale motivo le tipologie di prove sperimentali e i relativi protocolli di esecuzione sono stati pensati utilizzando come linee guida altre normative che prescrivono le procedure per la determinazione dello stesso parametro in materiali differenti. Di seguito si riporta l'elenco delle norme prese in considerazione:

- UNI EN 1770 – Prodotti e sistemi per la protezione e riparazione delle strutture di calcestruzzo - metodi di prova per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica;
- ASTM E831-03 – Standard test method for linear thermal expansions of solid materials by thermomechanical analysis;
- UNI EN ISO 10545-8 – Metodo di prova per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare di tutte le piastrelle di ceramica;
- ISO 11359 – Test method for the determination of the coefficient of linear expansion of plastic in a solid state by thermomechanical analysis.

Le normative stabiliscono quali sono le attrezzature da utilizzare e i vincoli da rispettare per effettuare correttamente le prove e ottenere dei risultati qualitativamente accettabili. In linea del tutto generale, tutte le normative indicano di assicurarsi che il provino non subisca variazioni di temperatura troppo repentine e che il calore o il freddo venga distribuito in modo uniforme sul campione di prova in modo da evitare differenti contrazioni o espansioni volumetriche e quindi ridurre al minimo le tensioni che potrebbero nascere al suo interno.

Il coefficiente di dilatazione termica è una misura della capacità di dilatazione di un materiale. È possibile distinguere tre tipi di coefficienti di dilatazione termica:

- Volumetrica α ;
- Superficiale σ ;
- Lineare λ .

Esiste una stretta correlazione tra i tre coefficienti. Solitamente si utilizza il coefficiente di dilatazione termica volumetrico per materiali liquidi, quello lineare per i solidi che presentano una dilatazione principalmente in una direzione e quello superficiale per i solidi che presentano una dilatazione nelle due dimensioni. È doveroso precisare che qualsiasi materiale dilata in senso volumetrico.

La sperimentazione vuole ricercare il coefficiente di dilatazione termica di un travetto di malta che dilata principalmente lungo una direzione. Per questi motivi la ricerca si spinge verso un coefficiente di dilatazione termica lineare λ :

$$\lambda = \frac{(L_i - L_0)}{L_0} \cdot \frac{1}{(T_i - T_0)}$$

dove:

- L_0 è la lunghezza iniziale del solido;
- L_i è la lunghezza del solido all'osservazione *i-esima*;
- T_0 è la temperatura iniziale;
- T_i è la temperatura all'osservazione *i-esima*.

Il coefficiente di dilatazione termica, essendo una proprietà specifica di un materiale, deve essere rilevato da un campione di prova realizzato esclusivamente di solo quel materiale. Per la prova sperimentale è stato scelto di adottare come geometria dei campioni dei travetti prismatici di diverso materiale. Alcuni campioni avevano una composizione i cui valori di coefficiente di dilatazione termica lineare non erano noti (miscela C50, C75, C100, Q100, S100), altri invece presentavano valori di coefficiente di dilatazione termica lineare ben noti alla letteratura (B, CLS) e, quest'ultimi, fungevano da controllo per verificare che il protocollo inedito adottato portasse a risultati sufficientemente accurati. I travetti sono stati forati ad una estremità per permettere l'inserimento di una sonda-termometro che fosse in grado di rilevarne la temperatura interna. Ai campioni di prova sono stati applicati dei trasduttori di spostamento che erano in grado di convertire lo spostamento della punta del tastatore durante la dilatazione o contrazione del provino al variare delle condizioni termiche in un segnale elettrico da inviare ad una centralina. La centralina, mediante un software specifico, era in grado di riconvertire il segnale arrivato in input in un valore di deformazione. I campioni di prova sono stati riposti all'interno di una cella termica e, gradualmente, spinti ad una temperatura interna che si aggira tra i -10°C e gli 0°C a seconda della tipologia di materiale che componeva il provino. Una volta appurato che la temperatura in-

terna dei provini risultasse stabile, ha inizio il processo di innalzamento della temperatura che termina quando i provini raggiungono stabilmente una temperatura interna di 35°C. È necessario ricordare che il coefficiente di dilatazione termica dipende esclusivamente da Δl [mm] e da ΔT [°C] e non dalla velocità di variazione della temperatura nel tempo (dT/dt). Tuttavia, le variazioni di temperatura del campione non devono essere troppo repentine in modo da evitare differenti contrazioni o espansioni volumetriche e quindi ridurre al minimo le tensioni che potrebbero nascere al suo interno. Poiché il coefficiente di dilatazione termica di un materiale è possibile che non sia costante, è stato deciso di effettuare una procedura *step by step* nella rilevazione della lunghezza del provino con intervalli di osservazione Δt di 30 s. I valori registrati sono stati inseriti in un grafico nelle variabili Δl [mm] e ΔT [°C]. I punti possono essere interpolati mediante un polinomio che sia in grado di descrivere sufficientemente bene l'andamento. Generalmente, dalla disposizione dei punti nel grafico, emerge che è idoneo adottare un'interpolazione di tipo lineare. Il coefficiente angolare della retta ottenuta attraverso un'interpolazione dei dati sperimentali verrà chiamato β . Infine, per il calcolo del coefficiente di dilatazione termica lineare λ sarà sufficiente moltiplicare β per l'inverso della lunghezza iniziale dell'estensimetro L_0 e soddisfare, quindi, la seguente relazione:

$$\lambda = \frac{(L_i - L_0)}{L_0} \cdot \frac{1}{(T_i - T_0)} = \frac{(L_i - L_0)}{(T_i - T_0)} \cdot \frac{1}{L_0} = \frac{\Delta L}{\Delta T} \cdot \frac{1}{L_0} = \beta \cdot \left(\frac{1}{L_0}\right)$$

dove λ viene espresso in [°C⁻¹].



Figura 9.32 Trasduttore di spostamento installato su provino prismatico di calcestruzzo - vista dall'alto

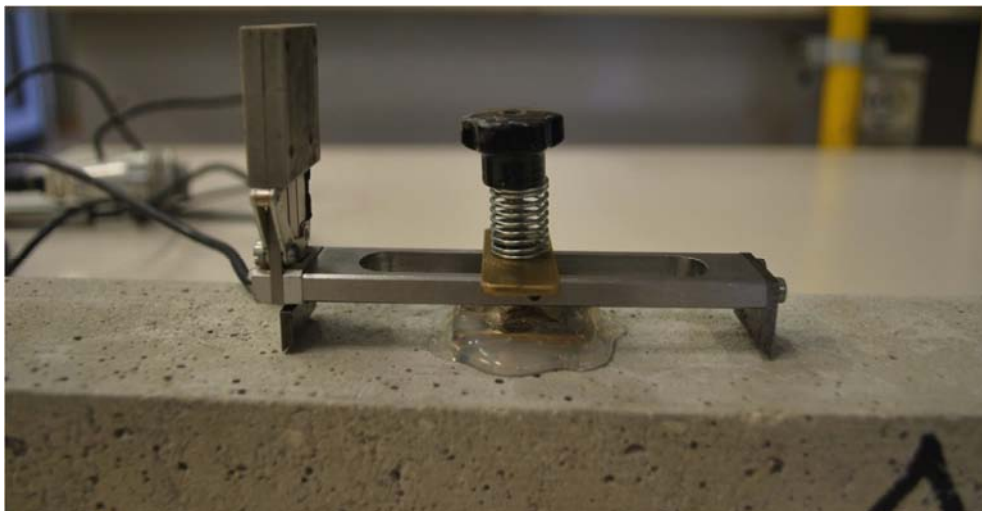


Figura 9.33 Trasduttore di spostamento installato su provino prismatico di calcestruzzo - vista laterale

Per eseguire la prova sperimentale è necessario disporre della seguente strumentazione:

- Un trasduttore di spostamento;
- Una centralina di acquisizione e registrazione dati;
- Una cella termica a controllo di temperatura;
- Sensori di temperatura interna del provino

Il trasduttore di spostamento è uno strumento in grado di convertire in un segnale elettrico da inviare alla centralina di acquisizione e registrazione dati lo spostamento della punta del tastatore. La conversione avviene mediante estensimetri elettrici a resistenza (ER), circuitati a ponte in-

tero, sul tastatore all'interno dello strumento. La punta del tastatore può rilevare spostamenti fino a $\pm 2,5$ mm e le battute di arresto laterali proteggono il meccanismo di misura dal sovraccarico meccanico. Entro lo spostamento di misura dato, la corsa da misurare viene convertita in un segnale elettrico ad essa proporzionale. La deviazione della sensibilità o tolleranza della sensibilità è inferiore allo 0,05% del fondo scala. Lo strumento è tarato in modo tale che alla corsa di 1 mm della punta corrisponda il segnale in uscita di 1 mV/V. Lo strumento deve essere adatto sia alla misurazione di spostamenti in condizione statiche che dinamiche. È necessario verificare quale sia il range di temperatura di utilizzo dello strumento prima di iniziare la prova sperimentale.



Figura 9.34 Trasduttore di spostamento HBM - DD1

La centralina è un dispositivo elettronico per PC usato per l'acquisizione e registrazione di grandezze meccaniche come allungamenti, carichi, pressioni, spostamenti, accelerazioni e temperature. La centralina dispone di un numero finito di canali ai quali è possibile attaccare la sensoristica. Naturalmente la centralina è in grado di gestire simultaneamente tutti i canali presenti. La centralina deve essere collegata ad un PC tramite interfaccia parallela alla stampante *IEEE-1284* o mediante un'interfaccia seriale *RS-232*. Attraverso quelle porte, è possibile collegare la centralina ad altre centraline e poi ad un PC in modo tale da poter lavorare con più canali in parallelo di diverse centraline sincronizzate tra loro.

La cella termica deve essere in grado di controllare la velocità di variazione della temperatura nel tempo (dT/dt) e di impostarla in modo tale da contenerla in un range di valori prefissati dall'operatore.

I sensori per il rilevamento della temperatura devono essere collegati alla centralina di acquisizione dati e inseriti all'interno del provino.

Il software di gestione ed elaborazione dati Catman 5.0 Professional consente di gestire tramite PC la centralina di acquisizione dati e la sensoristica esterna. La configurazione del software vede, come prima operazione da compiere, il settaggio della centralina: è sufficiente effettuare un click sulla voce *New Device* inserita all'interno del pannello *Devices*; inserire nome del dispositivo e il tipo di porta di interfaccia tra PC e centralina. Se si utilizza una centralina della stessa casa produttrice del software è sufficiente cliccare su *Device Scan* per far acquisire in automatico tutti i parametri necessari al programma per il suo corretto funzionamento. Nel pannello *I/O channels* sono elencati in ordine progressivo tutti i canali che il software può gestire. Effettuando un click con il tasto destro in uno dei canali sotto la voce *Connection* si apre un menù dal quale si deve scegliere *Connection Wizard* e si seleziona la voce *8-Channel Spider*. Sul pannello *I/O channels* ora sono presenti tutti i canali che si possono utilizzare. Per una migliore gestione dei sensori, è conveniente effettuare un'operazione di rinomina inserendo numeri progressivi che corrispondono al numero di porta al quale il sensore è collegato.

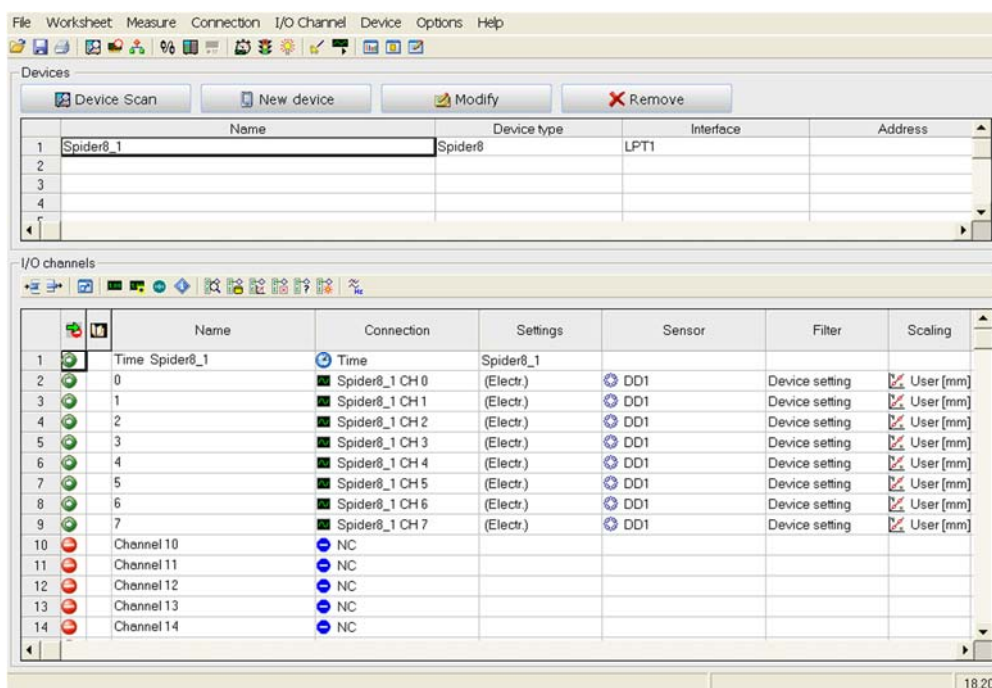


Figura 9.35 Software di gestione ed elaborazione dati Catman 5.0 Professional; I/O channels

Successivamente si procede alla definizione della tipologia di strumenti che sono collegati alla centralina. Sul pannello *I/O channels* si effettua un doppio click sotto la voce *Sensor* e appare

un menù in cui si visualizza un database che riporta le caratteristiche di alcuni sensori. Se tra tutti i sensori non è presente quello desiderato, l'utente ha la possibilità di inserire i parametri del proprio sensore sotto la voce *My transducers*.

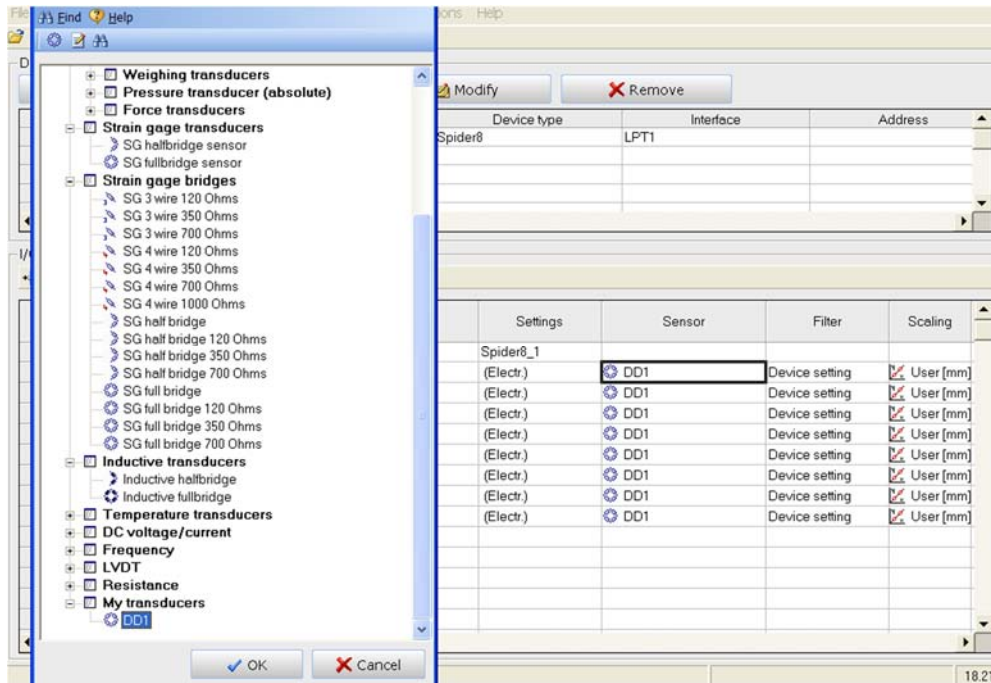


Figura 9.36 Software di gestione ed elaborazione dati Catman 5.0 Professional; Sensor Database

Il passo seguente è l'attivazione del *catModule*, quindi dalla schermata principale spostarsi con la freccia del mouse in alto dove ci sono delle finestre a tendina, selezionare *Measure* e successivamente *Run catModule*. Eseguire i seguenti click: *Measuring* e *Data logger*. Si apre la finestra del *Data logger* in cui si specificano i parametri per l'acquisizione dati e le preferenze di visualizzazione dei grafici. Per specificare la frequenza di campionamento dei dati si fa click su *Measurement settings* e si imposta la frequenza di campionamento su *Sample rate (Hz)*. Una volta terminata la fase di impostazione si fa click su *Run*. La successiva schermata che appare è il quadro di controllo che permette di visualizzare le rilevazioni dei sensori durante l'esecuzione della prova. Gli assi del grafico possono essere personalizzati facendo click sul destro in prossimità dello stesso e selezionando *Scaling*. Ultima operazione da eseguire prima di dare avvio alla prova è la taratura degli strumenti in modo tale che, all'avvio, abbiano una rilevazione pari a 0. Per effettuare la tara recarsi in alto a sinistra e cliccare sull'icona che rappresenta lo *Zero Balance all active channels*. Per eseguire la prova cliccare sull'icona verde a forma di freccia.

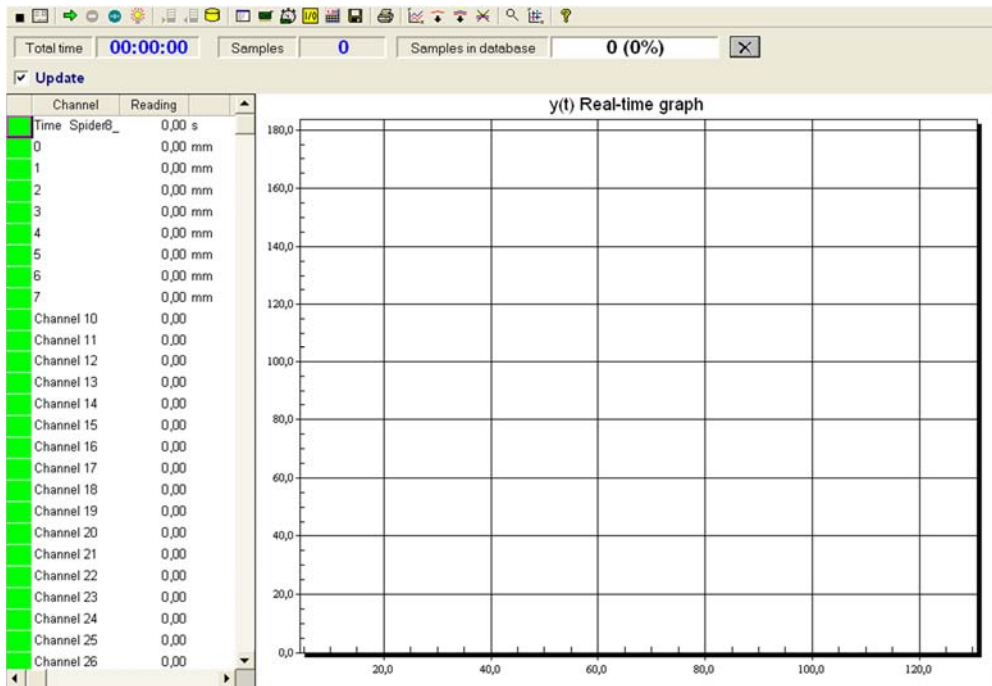


Figura 9.37 Software di gestione ed elaborazione dati Catman 5.0 Professional; Data logger

Al termine della prova, per salvare i risultati, fare un click sull'icona del floppy disk, scegliere i canali di cui si vuole salvare i dati e selezionare il tipo di file *Microsoft Excel*.

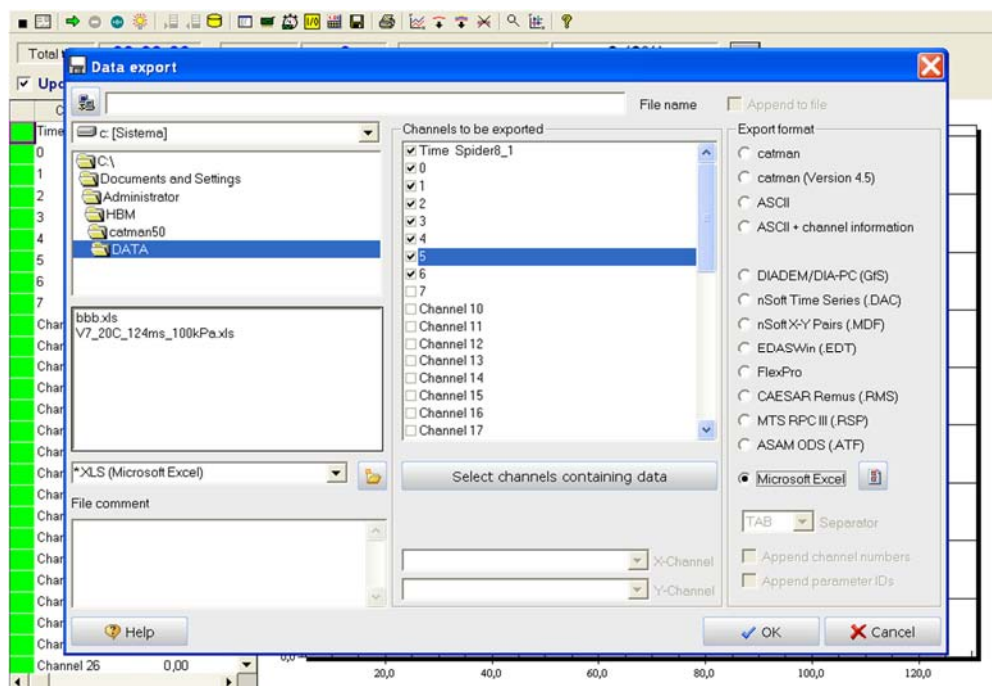


Figura 9.38 Software di gestione ed elaborazione dati Catman 5.0 Professional; Data export



Figura 9.39 Stazione di controllo delle prove

9.3.2 Parametri di prova

Nel seguito si elencano i parametri delle prove sperimentali:

- Tipologia di prova: variazione termica;
- Tipologia dei provini: prismatici;
- Composizione della miscela: C50, C75; C100; Q100; S100; B; CLS;
- Temperatura iniziale all'interno dei provini: $-10 \div 0$ °C;
- Temperatura finale all'interno dei provini: 35 °C;
- Tipologia di sensori: trasduttori di spostamento HBM - DD1;
- Centralina di acquisizione dati: HBM - Spider 8
- Software di elaborazione dati: HBM - Catmann 5.0

9.4 Determinazione dello stress termico in un sistema pavimentazione-impalcato mediante analisi ad elementi finiti

9.4.1 Descrizione dell'analisi ad elementi finiti e del software di calcolo

A completamento delle esperienze precedentemente esposte riguardo la determinazione dei coefficienti di dilatazione termica lineare e l'ottenimento di parametri rappresentanti la rigidità di una miscela, ottenuti mediante approccio sperimentale in laboratorio, è stata condotta un'analisi simulativa avvalendosi di un software di calcolo agli elementi finiti *Straus7*. L'analisi vuole determinare qualitativamente lo stato tensionale che nasce all'interfaccia tra due materiali in adesione, aventi un diverso coefficiente di dilatazione termica, al variare della temperatura esterna. In particolare, il modello di simulazione vuole ricalcare le reali condizioni tensionali che si registrano, per effetto di un ΔT imposto, tra la pavimentazione in conglomerato polimerico (miscela C75) e un impalcato da ponte in calcestruzzo. Il modello tiene in considerazione anche di un ulteriore terzo strato (primer), posto nel mezzo tra il conglomerato polimerico e il calcestruzzo, al fine di garantirne una migliore adesione.

Nel seguito si illustrano le ipotesi alla base del problema, le scelte adottate e i parametri utilizzati ricordando che l'accuratezza della soluzione che il codice di calcolo fornisce dipende da molti fattori correlati alle valutazioni effettuate dall'analista per riuscire a rappresentare in modo più fedele possibile il comportamento meccanico reale del problema. Per questi motivi, i risultati ottenuti da questa analisi devono essere presi con cautela poiché inevitabili semplificazioni, sebbene ponderate e giustificate, portano a risultati non reali. Lo studio pertanto è utile per confermare il comportamento generale già studiato da ricercatori internazionali e pubblicato su riviste scientifiche e fornire un ordine di grandezza di riferimento per tensioni e deformazioni.

Il metodo agli elementi finiti è un metodo largamente utilizzato in molteplici campi e applicazioni dell'ingegneria. Consente di risolvere problemi di natura molto complessa, per i quali sarebbe impossibile arrivare ad una soluzione esatta, riducendo ad un sistema di equazioni algebriche le equazioni differenziali alle derivate parziali mediante l'introduzione di approssimazioni (elementi finiti).

Una classica simulazione mediante software ad elementi finiti si compone di 3 fasi consecutive:

- Pre-Processing;
- Processing;

- Post-Processing.

Pre-Processing: Durante la fase di Pre-Processing si cerca di idealizzare il corpo reale oggetto di studio cercando di riprodurne geometria e comportamento. Seguono considerazioni circa vincoli a cui è soggetta la struttura, materiali adottati, carichi applicati ed eventuali variazioni termiche in atto.

Processing: Il processing prevede la risoluzione di un sistema di n equazioni lineari in n incognite risolte per via numerica mediante algoritmi in modo automatico dall'elaboratore. L'equazione matriciale di riferimento è l'espressione della legge di Hooke:

$$[K] \{u\} = \{F\}$$

dove $[K]$ è la matrice di rigidità, \vec{u} è il vettore degli spostamenti nodali e \vec{F} è il vettore delle forze applicate ai nodi. L'output che ci fornisce l'elaboratore è il vettore degli spostamenti nodali \vec{u} .

Post-Processing: Nel post-processing si elaborano i risultati ottenuti nella fase precedente rappresentando graficamente e numericamente grandezze utili per capire il comportamento meccanico della struttura oggetto di studio. Le grandezze più significative sono gli spostamenti degli elementi, le deformazioni strutturali, le tensioni interne. Questa ultima fase ci consente di valutare criticamente i risultati ottenuti e, qualora non siano soddisfacenti, è possibile effettuare reiterate iterazioni del metodo al fine di ottenere valori maggiormente raffinati.

9.4.2 Parametri di prova

Come già esposto, la simulazione si propone di determinare le tensioni che nascono, per effetto di un ΔT imposto, in un travetto realizzato mediante l'accoppiamento di due materiali che presentano un coefficiente di dilatazione termica lineare λ differente e di un terzo strato posto per garantire una miglior adesione. La modellazione del travetto avviene mediante la seguente schematizzazione:

- Uno strato di base in calcestruzzo di spessore 200 mm che riproduce l'effetto dell'impalcato da ponte e rappresentato da una colorazione blu in *Figura 9.40*;

- Uno strato intermedio malta polimerica di spessore 10 mm che riproduce l'effetto di un primer e rappresentato da una colorazione rossa in *Figura 9.40*;
- Uno strato superiore di conglomerato polimerico di spessore 50 mm che riproduce l'effetto della pavimentazione e rappresentato da una colorazione verde in *Figura 9.40*.

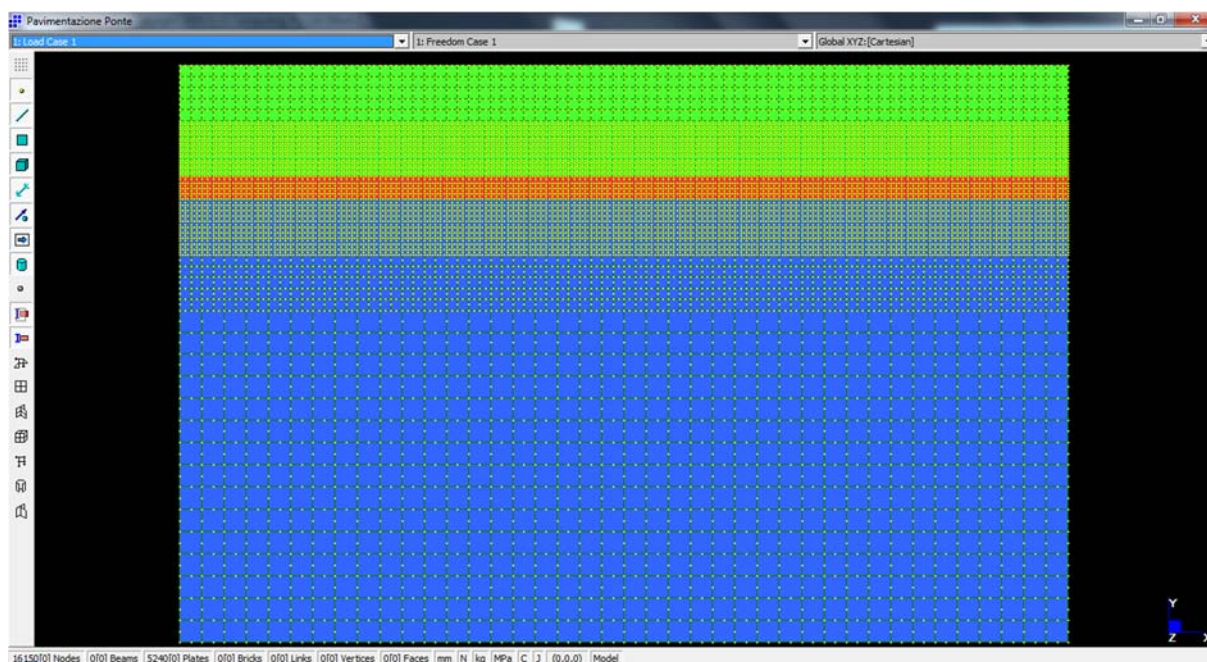


Figura 9.40 Modello per la simulazione mediante il software di calcolo Straus7

La geometria della struttura è stata discretizzata (*processo di meshing*) in modo manuale scegliendo elementi quadrangolari (*plate*) di dimensioni differenti a seconda della posizione dell'elemento all'interno della struttura. Il concetto generale adottato è stato quello di infittire la *mesh* laddove si voleva beneficiare di una soluzione caratterizzata da una maggior accuratezza. Per queste ragioni, gli elementi sono diversi tra loro esclusivamente in direzione *y* presentando dimensioni minori in prossimità della zona di interfaccia tra i due materiali più esterni (impalcato in calcestruzzo e pavimentazione in conglomerato polimerico). Il numero dei nodi adottato per ogni elemento è 8 (*plate Quad8*) scelti in modo tale da poter sfruttare una maggior precisione della funzione di forma (*shape function*) quadratica. Gli elementi a 8 nodi, infatti, offrono soluzioni più dettagliate ma sono inevitabilmente più onerosi in termini di tempo di calcolo. Dal momento che le geometrie della struttura modellata non sono eccessive, il tempo di calcolo risulta essere contenuto. Nel seguito si propone una descrizione schematica della modellazione della

struttura partendo dalla base dello strato in calcestruzzo e salendo verso l'apice dello strato in conglomerato polimerico:

Lo strato in calcestruzzo, di spessore totale di 200 mm , viene discretizzato con elementi *Quad* di dimensioni:

- $10\text{ mm} \times 10\text{ mm}$ nei primi 150 mm partendo dalla base della struttura;
- $5\text{ mm} \times 5\text{ mm}$ nei secondi 25 mm dello strato;
- $2,5\text{ mm} \times 2,5\text{ mm}$ negli ultimi 25 mm dello strato (in prossimità del primer).

Lo strato di primer, di spessore totale di 10 mm , viene discretizzato con elementi *Quad* di dimensioni:

- $2,5\text{ mm} \times 2,5\text{ mm}$ in tutti i 10 mm dello strato.

Lo strato di conglomerato polimerico, di spessore totale di 50 mm , viene discretizzato con elementi *Quad* di dimensioni:

- $2,5\text{ mm} \times 2,5\text{ mm}$ nei primi 25 mm dello strato (in prossimità del primer).
- $5\text{ mm} \times 5\text{ mm}$ negli ultimi 25 mm dello strato fino a raggiungere l'apice della struttura.

Nella definizione dei vincoli da attribuire al modello si è tenuto in considerazione il reale comportamento di pavimentazione e impalcato da ponte sottoposti ad un gradiente termico. I vincoli sono stati inseriti in modo da lasciar dilatare/contrarre liberamente la struttura pertanto il modello risulta essere vincolato come una trave isostatica alle cui estremità troviamo rispettivamente un appoggio e un carrello.

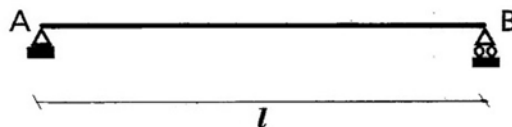


Figura 9.41 Schematizzazione trave appoggio-carrello

Considerate le geometrie della struttura e le condizioni di carico, si intuisce che risulta interessante indagare lo stato tensionale assiale (direzione x). In direzione y , infatti, a sufficiente distanza dal vincolo di appoggio, lo stato tensionale normale non dovrebbe subire alterazioni. La lunghezza, impostata pari a 400 mm , consente di indagare lo stato tensionale in zone sufficientemente lontane dal vincolo di appoggio e quindi epurate dalle alterazioni prodotte dal vincolo. Nella fase finale del pre-processing è necessario esplicitare i carichi applicati (in questa simulazione il carico è dato esclusivamente dal gradiente termico).

Le proprietà dei materiali adottati sono state determinate sperimentalmente in laboratorio o assunte da letteratura mediante una ricerca specifica. Tutti i materiali sono stati ipotizzati a comportamento elastico lineare per semplicità, trascurando il comportamento visco-elastico della resina sintetica, del primer e del calcestruzzo. Per poter studiare la contrazione e la dilatazione termica del travetto mediante software si è dovuto separare l'analisi in due simulazioni differenti applicando alla temperatura di riferimento (20°C) un gradiente termico ΔT di 20°C per la dilatazione termica mentre un ΔT di -30°C per la contrazione termica. Alla temperatura di riferimento, tendendo in considerazione esclusivamente lo stato tensionale dovuto a coefficienti di dilatazione termica differenti tra i materiali, la pavimentazione risulta essere scarica. In questo modo si simulano le reali condizioni ambientali a cui sarà soggetta la pavimentazione durante i cicli termici stagionali tipici dei nostri paesi che durante il periodo estivo raggiungono i 40°C mentre durante la stagione invernale raggiungono i -10°C . Dal punto di vista operativo, per simulare il comportamento meccanico della struttura sottoposta a variazione termica è necessario applicare i due gradienti termici ai nodi del modello in quanto nei software di calcolo la temperatura è espressa come una proprietà nodale. La procedura per settare i parametri di input nel software è la seguente: menù *Global*, selezionare *Load and freedom cases* inserendo un carico fittizio (nullo) utile esclusivamente per attribuire ad ogni nodo la temperatura iniziale (20°C). Successivamente, inserire la temperatura finale (40°C o -10°C) andando a selezionare il menù *Attributes*, poi *Nodes, Temperature, Fixed*.

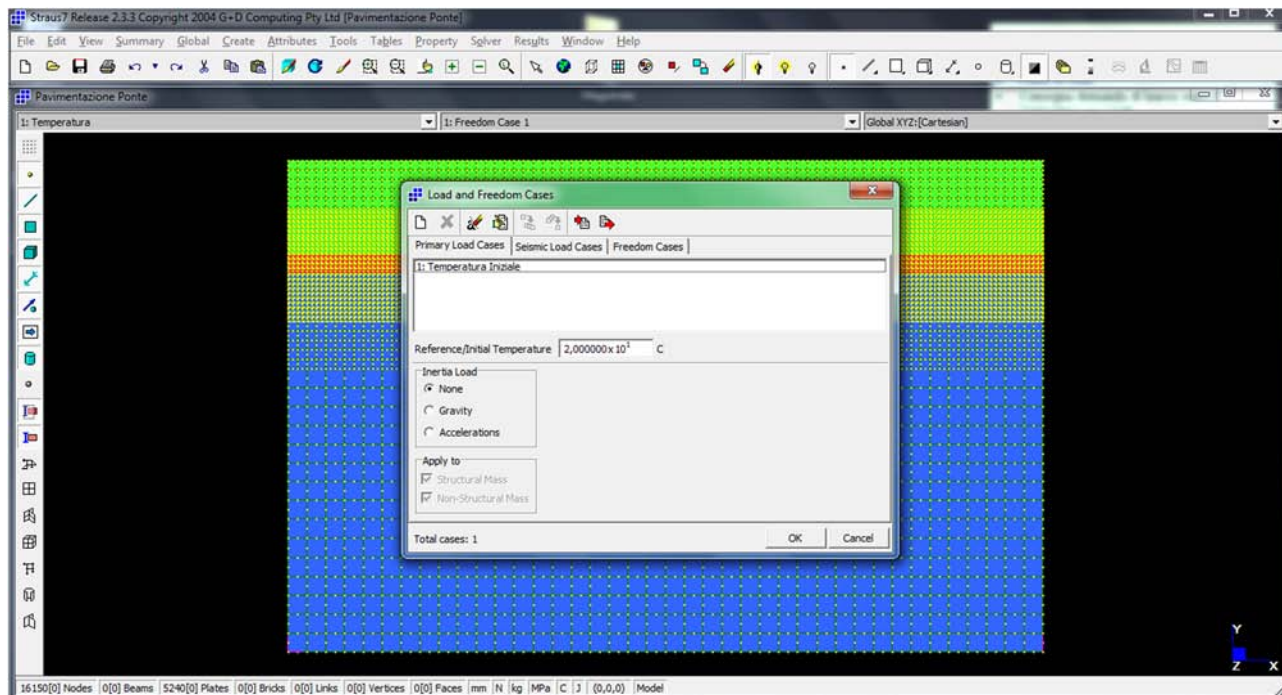


Figura 9.42 Impostazione della temperatura alla quale la struttura ha stato tensionale nullo (20°C)

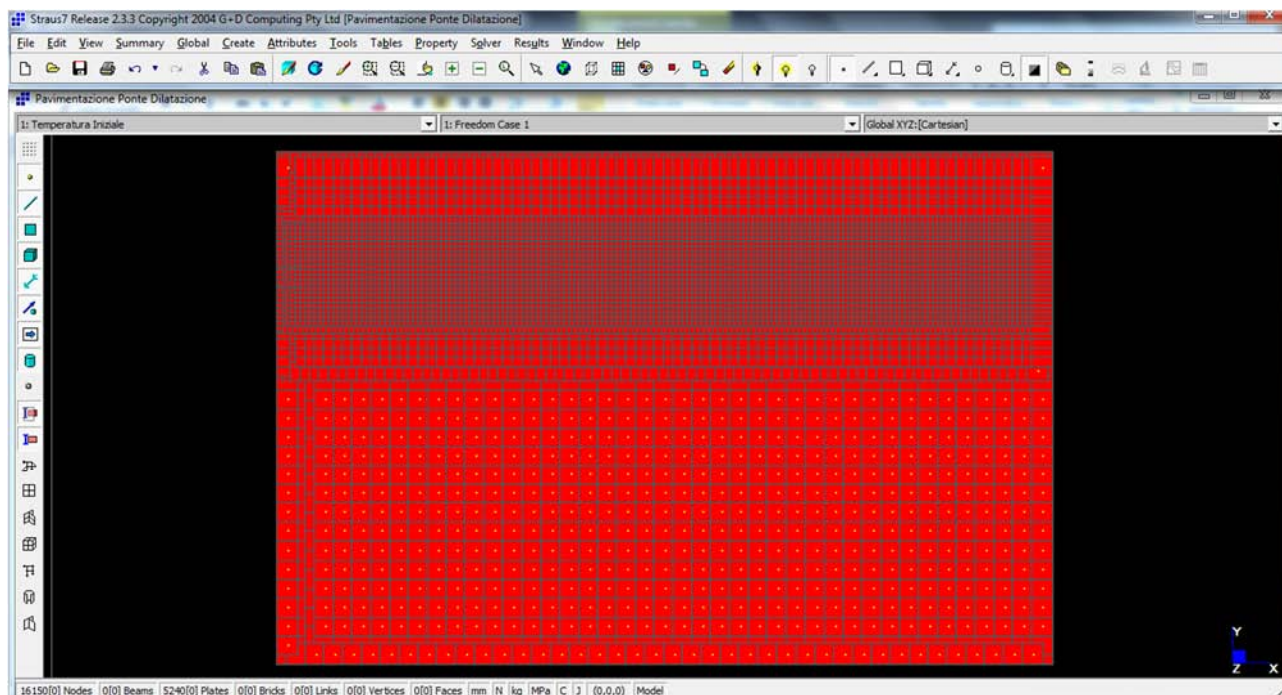


Figura 9.43 Impostazione nodale del gradiente termico

Poiché il conglomerato polimerico presenta valori di modulo di rigidità notevolmente influenzati dalla temperatura di rilevamento e la variazione di questi risulta essere non lineare, è stata ricavata la funzione che ne descrive il comportamento e inserita all'interno del software di calcolo.

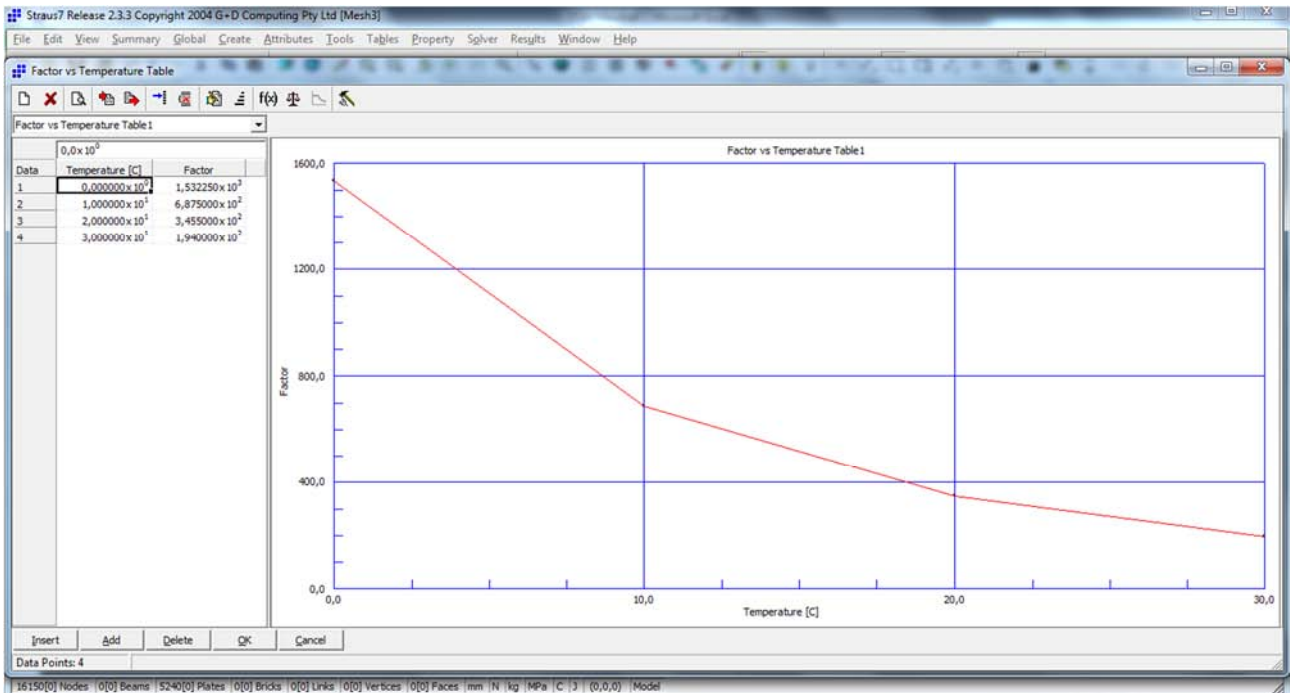


Figura 9.44 Modulo di rigidità del materiale C75 al variare della temperatura

Allo stesso modo, anche il calcestruzzo presenta valori di modulo di rigidità influenzati dalla temperatura di rilevamento. Per semplicità, si approssima la variazione attraverso una retta secondo alcuni suggerimenti tratti da ricerca bibliografica.

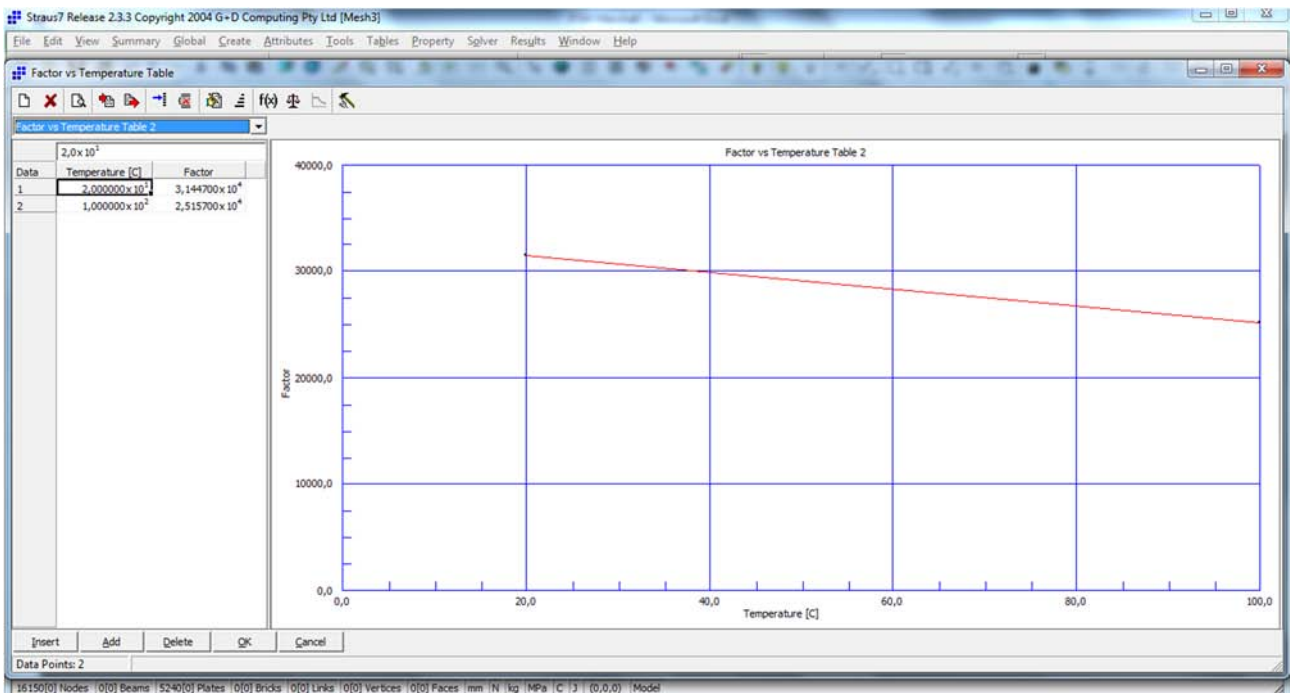


Figura 9.45 Modulo di rigidità del calcestruzzo al variare della temperatura

Il coefficiente di dilatazione termica dei diversi materiali è stato rilevato tramite sperimentazioni di laboratorio e si può assumere, con una buona approssimazione, costante nell'intervallo di temperatura considerato nella simulazione.

Una volta definite tutte le variabili in gioco e correttamente inserite all'interno del software di calcolo, viene attivato il solutore elastico lineare che restituisce una soluzione priva di warnings o errors.

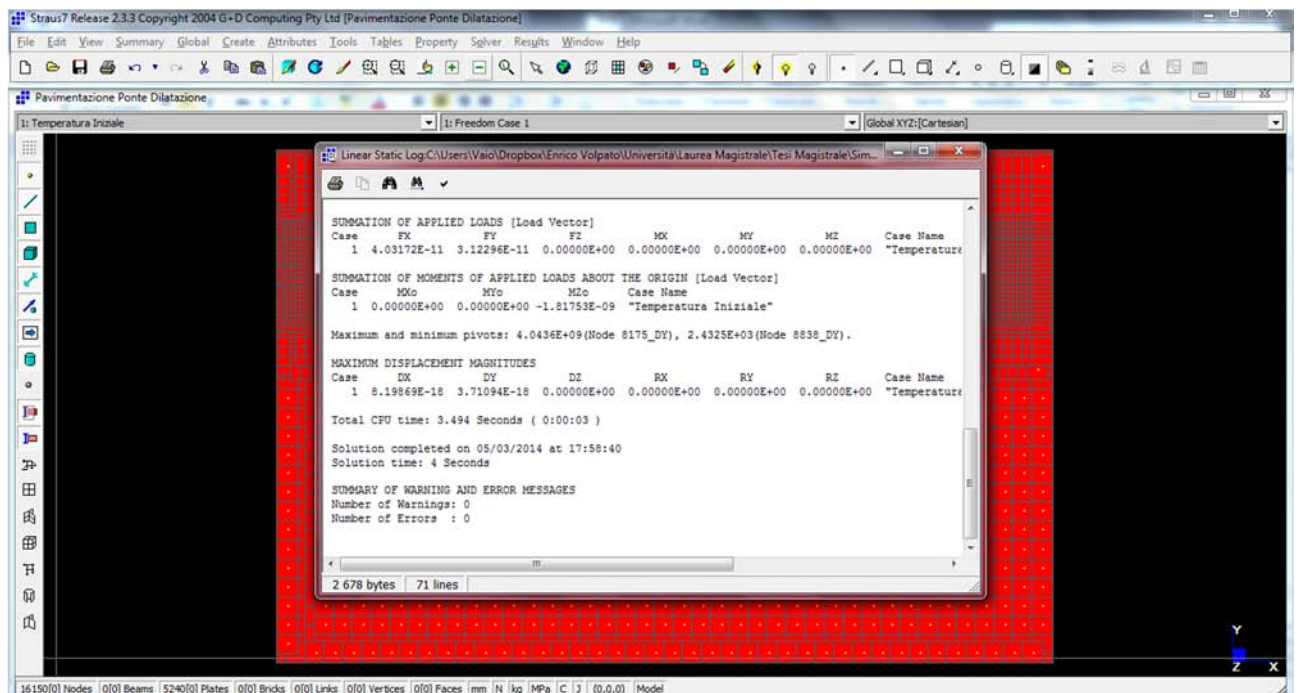


Figura 9.46 Finestra "Results Log File"

Schematicamente si elencano nel seguito le ipotesi che stanno alla base dell'analisi simulativa:

- Gli elementi sono caratterizzati da uno stato piano di tensione;
- Legame costitutivo supposto per semplicità elastico-lineare;
- Variazione uniforme di temperatura nei materiali;
- Coefficiente di dilatazione coincidente con quello di contrazione e supposto costante.

Nella seguente tabella sono riassunti tutti i parametri utilizzati nella simulazione. Alcuni sono stati ottenuti per via sperimentale e presentano, accanto al valore numerico, un asterisco; altri sono stati raccolti mediante una ricerca bibliografica e presentano, accanto al valore numerico, due asterischi.

Materiale	C75	Primer	Calcestruzzo C25/30
Colore			
Tipo	2D Plane Stress	2D Plane Stress	2D Plane Stress
Modulo di rigidezza a 20°C [MPa]	346 (*)	2950 (**)	31447 (**)
Coeff. di Poisson	0,35 (*)	0,35 (*)	0 (**)
Densità [kg/mm ³]	$2,075 \cdot 10^{-6}$ (*)	$1,10 \cdot 10^{-6}$ (**)	$2,412 \cdot 10^{-6}$ (*)
Coeff. di dilatazione termica lineare λ [°C ⁻¹]	$63 \cdot 10^{-6}$ (*)	$20 \cdot 10^{-6}$ (**)	$12 \cdot 10^{-6}$ (*)
Comportamento	Elastico lineare	Elastico lineare	Elastico lineare
Proprietà della direzione	Isotropo	Isotropo	Isotropo

Tabella 9.1 Parametri utilizzati nella simulazione FEM

Si vuole sottolineare che il modulo di rigidezza del materiale polimerico C75 è il risultato di tutte le prove di modulo secondo la normativa europea UNI EN 12697-Annesso C. La scelta di utilizzare il modulo di rigidezza ottenuto mediante un protocollo a trazione indiretta su provini cilindrici deriva dal cercare di ricreare le condizioni reali di esercizio del materiale. Infatti, lo strato polimerico viene sollecitato a trazione a causa della differenza tra i coefficienti di dilatazione termica dei materiali.

10 ELABORAZIONE, ANALISI E VALUTAZIONE DEI RISULTATI

10.1 Prove per la determinazione del modulo di rigidezza di provini cilindrici mediante prova di trazione indiretta (UNI EN 12697-26 - Annesso C)

La sperimentazione si pone come primario obiettivo fornire un inquadramento complessivo della rigidità meccanica delle differenti miscele proposte.

Allo stato attuale non è presente alcuna normativa di riferimento per la determinazione del modulo di rigidezza di provini in conglomerato polimerico. Per tale motivo viene scelta come riferimento per la sperimentazione la normativa europea UNI EN 12697-26 che prescrive i metodi di prova per l'ottenimento del modulo di rigidezza su provini in conglomerato bituminoso. La scelta di adottare la stessa normativa del conglomerato bituminoso risulta ponderata dal momento che il conglomerato polimerico oggetto di studio e il conglomerato bituminoso risultano essere simili a livello di composizione strutturale (entrambi i materiali sono costituiti da legante e da aggregati calcarei della medesima qualità e quantità) e a livello reologico (entrambi i materiali sono caratterizzati da una natura visco-elastica con conseguente analoga risposta meccanica). La normativa citata prevede la possibilità di effettuare differenti tipologie di prova e i diversi protocolli di esecuzione sono descritti negli Annessi. In particolare, è stato scelto di seguire il protocollo di prova prescritto dall'Annesso C della normativa che permette di determinare il modulo di rigidezza di provini cilindrici di conglomerato bituminoso a trazione indiretta (*Indirect Tensile Stiffness Modulus I.T.S.M.*).

Il modulo di rigidezza è un parametro sintetico che esprime il legame tra le tensioni e le deformazioni di materiale e, di conseguenza, è in grado di fornire un'indicazione della rigidità di un materiale.

Alla luce dei risultati ottenuti attraverso prove sperimentali eseguite ad una temperatura di 20°C su provini cilindrici in conformità con la normativa UNI EN 12697-26 Annesso C, è possibile effettuare un confronto tra i valori medi dei moduli rigidezza a trazione indiretta di ogni mi-

sceola polimerica proposta con i valori medi ottenuti su campioni cilindrici realizzati con un conglomerato bituminoso di tipo tradizionale avente medesime qualità e quantità di aggregato. Ciò che emerge è la discrepanza, pari approssimativamente ad un ordine di grandezza, tra la rigidità del materiale polimerico studiato e di un conglomerato bituminoso classico. In particolare, il valore medio dei moduli di rigidezza a trazione indiretta dei provini di materiale polimerico (C100; C75; C50) risulta essere pari al 7,44% del valore medio dei moduli di un conglomerato bituminoso. La notevole differenza di rigidità tra i due materiali non deve essere vista necessariamente come un aspetto negativo. Nel presente elaborato, infatti, si sta analizzando un materiale il cui compito sarà quello di rivestire l'impalcato di un ponte stradale con uno strato sottile dove, in sperimentazioni precedenti condotte da diversi altri studiosi e confermate in questa tesi di laurea, valori di modulo di rigidezza bassi risultano avere interazioni migliori con il sottostrato, sviluppando, in seguito a variazioni di temperatura, valori di tensione più contenuti e garantendo, pertanto, maggiore efficacia e longevità al rivestimento.

Si prosegue osservando che i valori medi del modulo di rigidezza dei campioni decrescono all'aumentare della percentuale di legante presente in miscela (per un fissato quantitativo di aggregato). Infatti, il valore medio dei moduli di rigidezza a trazione indiretta ottenuti per la miscela C50 è di 565 MPa; il valore medio per la miscela C75 è di 346 MPa; il valore medio per la miscela C100 è di 285 MPa. Questi risultati sembrano indicare che un minor quantitativo di legante in miscela abbia un beneficio in termini di rigidità del materiale. Tuttavia, si può ragionevolmente supporre che il beneficio che si può ottenere in termini di incremento di rigidezza meccanica dalla diminuzione del legante abbia un limite inferiore oltre al quale si ottiene un effetto contrario. Al di sotto di tale limite, infatti, le prestazioni meccaniche del materiale decadono a causa di un'evidente mancanza di collegamento tra il materiale di aggregato.

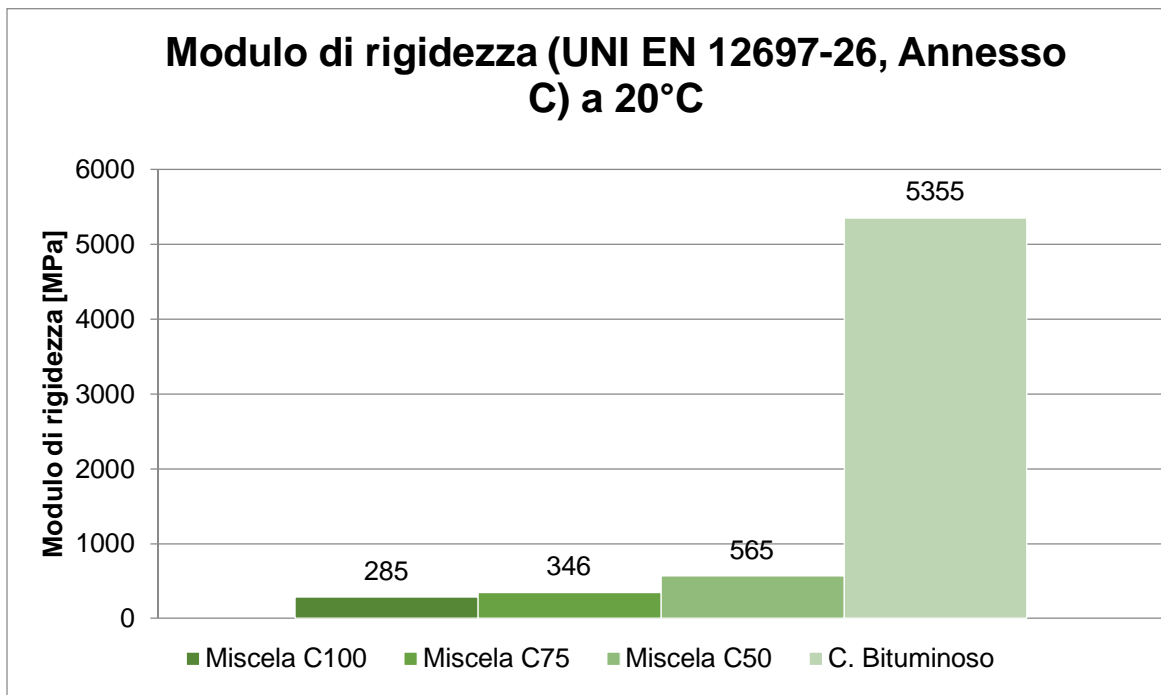


Grafico 10.1 Valori medi di modulo di rigidezza ottenuto a 20°C secondo il protocollo UNI EN 12697-26 (Annesso C)

Approfondendo l'analisi, i risultati ottenuti sembrano evidenziare che ad una variazione lineare del quantitativo di legante in peso (100%; 75%; 50%) corrisponda una variazione quadratica dei valori dei moduli di rigidezza a trazione indiretta (285 MPa; 346 MPa; 565 MPa).

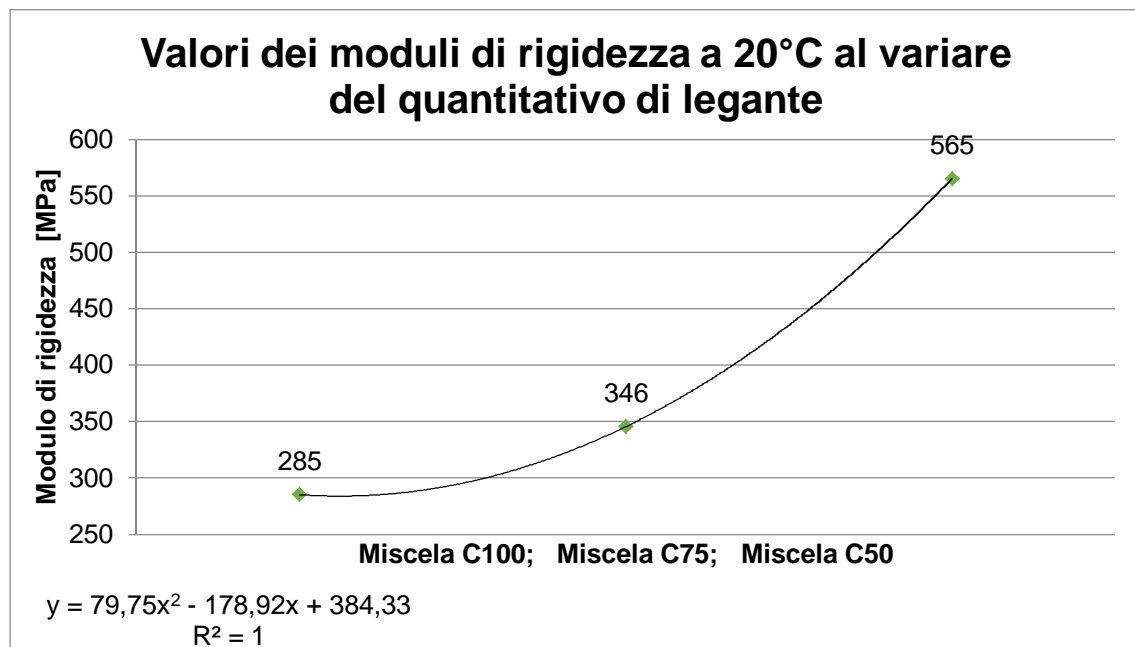


Grafico 10.2 Valori medi di modulo di rigidezza ottenuto a 20°C secondo il protocollo UNI EN 12697-26 (Annesso C) al variare del quantitativo di legante

Le prove sperimentali per la determinazione del modulo di rigidezza a trazione indiretta su provini cilindrici eseguite secondo la normativa UNI EN 12697-26 Annesso C, sono state ripetute alla temperatura di 0°C. Un analogo confronto tra i valori medi dei moduli rigidezza a trazione indiretta delle differenti miscele polimeriche proposte e i valori medi ottenuti su campioni cilindrici realizzati con un conglomerato bituminoso di tipo tradizionale realizzato con medesime qualità e quantità di aggregato, è stato effettuato alle mutate condizioni al contorno. Ciò che emerge è la medesima discrepanza, pari approssimativamente ad un ordine di grandezza, tra la rigidità del materiale polimerico studiato e di un conglomerato bituminoso classico. In particolare, il valore medio dei moduli di rigidezza a trazione indiretta dei provini di materiale polimerico (C100; C75; C50) risulta essere pari al 7,55% del valore medio dei moduli di un conglomerato bituminoso.

Si prosegue osservando che i risultati ottenuti alla temperatura di 0°C siano 2922 MPa come valore medio dei moduli di rigidezza a trazione indiretta per la miscela C50; 1532 MPa come valore medio per la miscela C75; 2236 MPa come valore medio per la miscela C100. In un primo approccio, il comportamento meccanico descritto in precedenza, per una temperatura di 20°C, risulta essere smentito alle nuove condizioni al contorno. Infatti, ci si sarebbe aspettato che la miscela C75 avesse valori di modulo di rigidezza a trazione indiretta intermedi tra quelli ottenuti da una miscela C100 e quelli di una C50, in analogia con quanto ottenuto alla temperatura di 20°C. I risultati emersi, invece, pongono la miscela C75 come materiale avente una rigidità a trazione indiretta minore tra tutte quelle testate. Tuttavia, in una lettura razionale dei risultati ottenuti, si può ipotizzare che siano stati commessi degli errori nella procedura di esecuzione della prova difendendo, pertanto, l'iniziale ipotesi che il comportamento meccanico dei materiali osservato alla temperatura di 20°C venga mantenuto anche alla temperatura di 0°C.

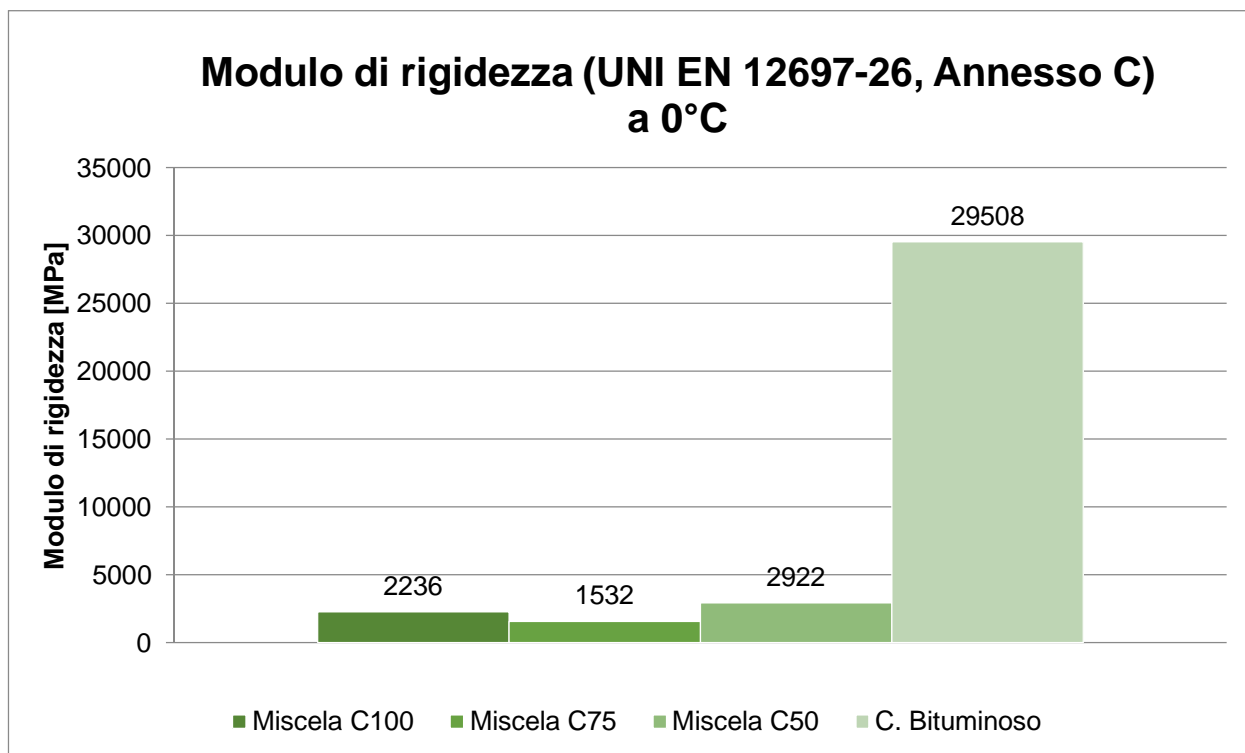


Grafico 10.3 Valori medi di modulo di rigidezza ottenuto a 0°C secondo il protocollo UNI EN 12697-26 (Annesso C)

È stato riscontrato, attraverso prove sperimentali, che sussiste una relazione tra la temperatura e il modulo di rigidezza del materiale. Sebbene il legante sia un copolimero facente parte della macrocategoria dei polimeri termoindurenti altamente reticolati, la cui polimerizzazione blocca irreversibilmente la mobilità molecolare e quindi, una volta sagomati i provini, dovrebbero essere meccanicamente insensibili alle variazioni termiche (per temperature al di sotto di quella limite di decomposizione del materiale), all'aumentare della temperatura i valori di modulo di rigidezza a trazione indiretta registrati diminuiscono. Una possibile spiegazione potrebbe risiedere nel fatto che, vista la grande quantità di additivi presenti in miscela, vi sia l'esistenza di una parte di catene non connessa ad altre tramite legami primari, ma solo attraverso legami deboli, di conseguenza un aumento di temperatura rende lo scorrimento di queste catene più facile, che a livello macroscopico si traduce in una maggiore facilità di deformazione. Per questi motivi ipotizzati, al variare della temperatura, il materiale polimerico testato evidenzia un comportamento meccanico, espresso attraverso un modulo di rigidezza a trazione indiretta, caratterizzato da una spiccata suscettività termica in analogia con il conglomerato bituminoso: al diminuire della temperatura il materiale si fa maggiormente rigido; all'aumentare della temperatura avviene il fenomeno contrario. Le prove sperimentali condotte secondo la normativa UNI EN 12697-26 Annesso C sono state eseguite sulla miscela C50 alle temperature di 0°C, 10°C, 20°C, 30°C e 60°C. I valori

di modulo di rigidezza a trazione indiretta ottenuti sono stati: 2922 MPa (0°C); 1217 MPa (10°C); 565 MPa (20°C); 208 MPa (30°C). La rappresentazione dei risultati ottenuti in un grafico bidimensionale Modulo di rigidezza-Temperatura porta all'individuazione di alcuni punti la cui unione individua un legame di tipo esponenziale.

Alla temperatura di 60°C, il materiale polimerico evidenzia un comportamento eccessivamente deformabile. Durante l'esecuzione della prova, infatti, gli spostamenti che osserviamo lungo il piano diametrale orizzontale, quando il macchinario applica un primo carico verticale di condizionamento, sono visibilmente più elevati di quelli che si ottengono con la medesima prova alle altre temperature. La sensazione avuta è confermata dalla sensoristica del macchinario che non riesce a rilevare gli spostamenti del provino in quanto sono fuori dal range osservabile (per eccesso). Si deduce che il modulo di rigidezza a trazione indiretta del conglomerato polimerico C50 oggetto di studio diminuisca eccessivamente per temperature di prova più elevate. Il risultato non può che essere valutato negativamente in quanto è possibile che, tali temperature, vengano raggiunte durante il periodo estivo in una pavimentazione inserita in un contesto italiano. Si ritiene necessario approfondire l'indagine del comportamento alle alte temperature effettuando delle prove di ormaiamento.

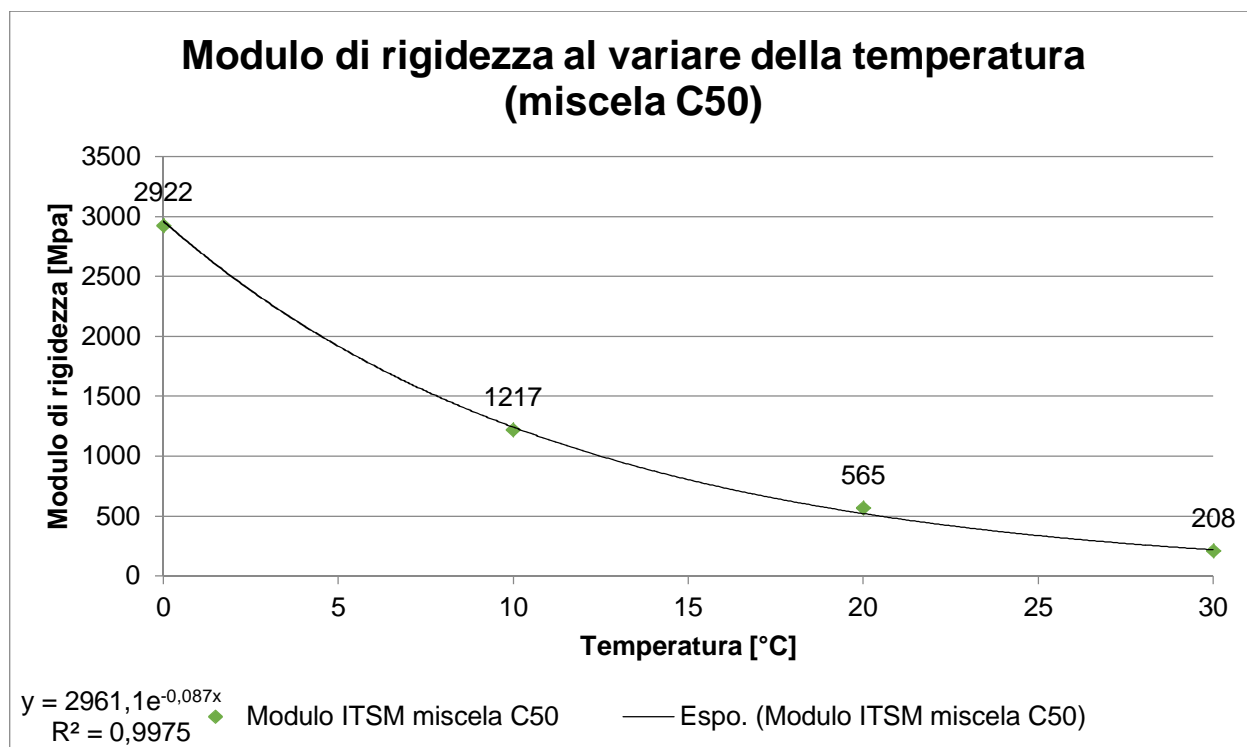


Grafico 10.4 Valori medi di modulo di rigidezza ottenuti per la miscela C50 secondo il protocollo UNI EN 12697-26 (Annesso C) al variare della temperatura

Tuttavia, è necessario porre in rilievo che, sebbene i risultati alle elevate temperature si siano dimostrati meccanicamente scadenti, le sensazioni visive del materiale inducono a pensare che il conglomerato polimerico, alla temperatura di 60°C, non abbia ancora iniziato alcun processo caratteristico dei materiali termoindurenti alle alte temperature: la decomposizione. È plausibile, invece, che a quella temperatura sia semplicemente in atto un processo di rammollimento.

La decomposizione di un materiale plastico termoindurente, infatti, si manifesta solitamente a temperature superiori ai 60°C. Visivamente, la decomposizione consiste nella combustione e carbonizzazione del materiale; chimicamente, consiste nella rottura di legami chimici primari (legami forti che si hanno all'interno della catena polimerica, il cui compito è quello di sostenere il carico applicato dall'esterno) e quindi si dà inizio ad un considerevole peggioramento delle caratteristiche meccaniche del materiale.

La conferma del mancato inizio di decomposizione del materiale la si è ottenuta sottoponendo alcuni provini di materiale polimerico a cicli termici 0°C-70°C. I provini sono stati sottoposti a condizionamento alla temperatura di 0°C per un periodo di tempo che si aggira tra le 3 e le 16 ore; successivamente sono stati riscaldati a 70°C per un analogo periodo temporale. L'operazione, poi, è stata ripetuta tre volte. Al termine dei cicli termici si è voluto testare nuovamente i valori di moduli di rigidezza a trazione indiretta dei provini cilindrici. I valori di modulo di rigidezza a trazione indiretta alla temperatura di 0°C ottenuti dopo il trattamento termico si sono dimostrati pressoché analoghi ai valori dei moduli ottenuti sugli stessi provini alla stessa temperatura di prova ma senza il trattamento termico. In particolare, si sono registrati due peggioramenti nei valori di modulo: miscela C100 (da 2236 MPa a 1945 MPa con una differenza di -291 MPa) e miscela C50 (da 2922 MPa a 2760 MPa con una differenza di -162 MPa); e due miglioramenti: miscela C75 (da 1532 MPa a 2232 MPa con una differenza di +700 MPa) e conglomerato bituminoso (da 29508 MPa a 29601 MPa con una differenza di +93 MPa).

L'analisi dei risultati ottenuti ci fornisce le seguenti indicazioni:

- Si è ottenuto la conferma che per la miscela C75 è stato commesso un errore nelle procedure di test per la determinazione del modulo di rigidezza a trazione indiretta alla temperatura di 0°C senza trattamenti termici in quanto la differenza di modulo registrata, in valore assoluto, prima e dopo il trattamento termico, è decisamente superiore alle altre;
- Si è riscontrato che non sono sufficienti tre cicli termici, sebbene estremi e repentini, per poter mettere in crisi il materiale dal punto di vista meccanico in quanto i moduli di rigidezza a trazione indiretta ottenuti, prima e dopo il trattamento termico, risultano molto simili.

- Si è dimostrato che il materiale non aveva già dato inizio ad alcun processo di degrado alla temperatura di 60°C. Infatti, essendo il degrado un fenomeno irreversibile, qualora fosse iniziato, si sarebbero registrati significativi decadimenti delle caratteristiche meccaniche del materiale durante la prova eseguita a 0°C dopo i trattamenti termici.

Il riepilogo degli orari di condizionamento dei provini durante i trattamenti termici.

Orario di condizionamento	Temperatura di condizionamento
11:30 – 16:30	70 °C
16:30 – 9:00	0 °C
9:00 – 12:15	70 °C
12:15 – 15:15	0 °C
15:15 – 18:15	70 °C
18:30 – 8:30	0 °C

Tabella 10.1 Riepilogo degli orari di condizionamento dei provini

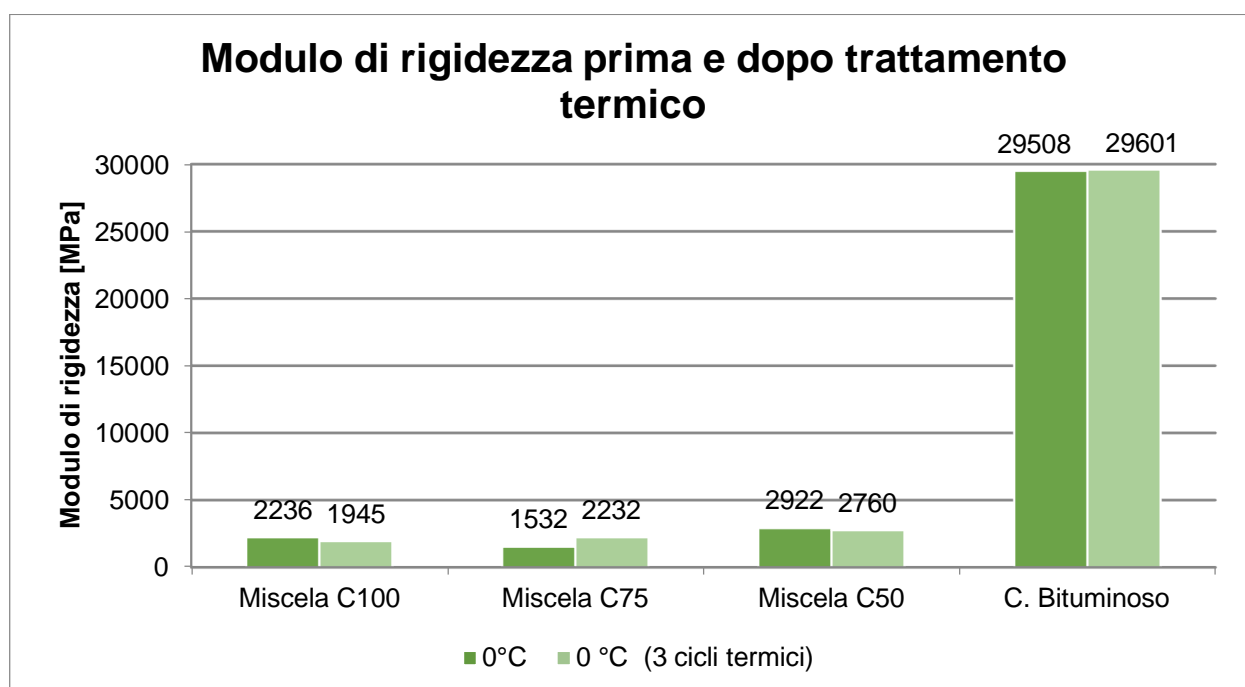


Grafico 10.5 Valori medi di modulo di rigidezza ottenuti secondo il protocollo UNI EN 12697-26 (Annesso C) prima e dopo il trattamento termico

I risultati ottenuti nelle prove di modulo di rigidezza a trazione indiretta su provini cilindrici hanno messo in evidenza la maggiore deformabilità dei materiali polimerici testati rispetto ad un conglomerato bituminoso tradizionale in seguito all'applicazione di un carico. Il compito di stabilire se la rigidità del materiale testato sia adeguata all'utilizzo ipotizzato non è semplice. Se da un lato, valori di modulo di rigidezza inferiori garantiscono alla pavimentazione una migliore interazione con il suo supporto (impalcato da ponte, nel caso in esame) in quanto, a seguito a variazioni di temperatura, si sviluppano tensioni più contenute e quindi viene garantita una maggiore efficacia e longevità al rivestimento; dall'altro lato, valori di modulo di rigidezza superiori garantiscono minor deformabilità del piano viabile stradale con conseguente beneficio in termini di regolarità di marcia e, di conseguenza, in sicurezza per l'utente. In questo contesto ci si è limitati ad effettuare delle comparazioni tra i risultati sperimentali ottenuti dalle prove condotte in laboratorio e i risultati ottenuti da altri studiosi della materia. Nel testo (CHOI, FOWLER e WHEAT 1996) viene riportata una tabella che fornisce un'indicazione circa gli ordini di grandezza per un modulo di rigidezza di un conglomerato polimerico adatto ad essere utilizzato come pavimentazione di un ponte stradale. I valori dei moduli di rigidezza riportati nel testo variano tra i 750 MPa e i 30000 MPa alla temperatura di 20°C senza, però, fornire alcuna specificazione della prova attraverso la quale li si dovrebbe ottenere. L'unica miscela testata in laboratorio che si avvicina al valore minimo indicato dal testo scientifico è la miscela C50.

Per riuscire ad incrementare la rigidità del materiale, mantenendo inalterata la composizione del legante a base polimerica e la tipologia di aggregato, è stato pensato di effettuare un processo di costipamento della miscela prima della reticolazione. L'operazione è stata eseguita sottoponendo tre provini cilindrici (P16 – P17 –P18) di miscela C50 a 75 colpi di compattatore Marshall manuale. I provini sono visibilmente più compatti e si è ottenuto un beneficio in termini di rigidezza meccanica media sia alla temperatura di 20°C (da 565 MPa a 1416 MPa) che alla temperatura di 0°C (da 2922 MPa a 6004 MPa).

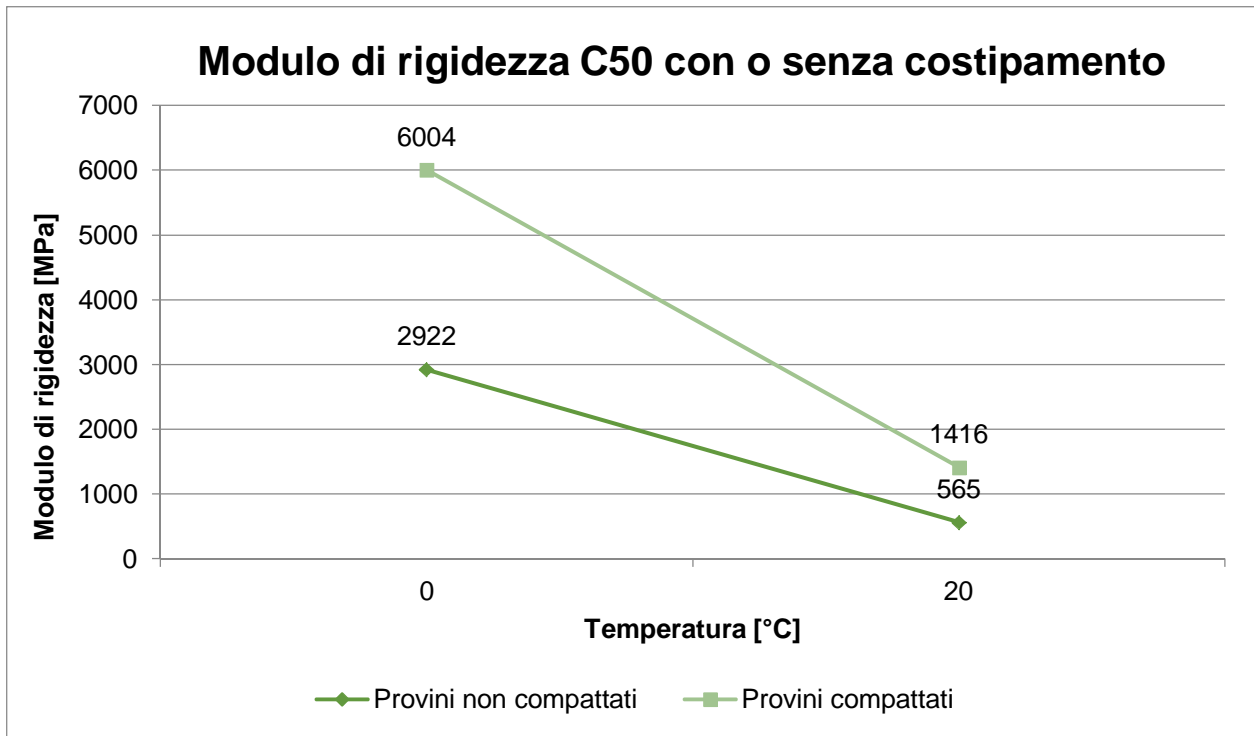


Grafico 10.6 Valori medi di modulo di rigidezza ottenuti per la miscela C50 secondo il protocollo UNI EN 12697-26 (Annesso C) con o senza costipamento

10.2 Prove di fatica di tipo flessionale su quattro punti su provini prismatici (UNI EN 12697-24 - Annesso D)

La sperimentazione si pone come primario obiettivo fornire un inquadramento complessivo del comportamento a fatica delle differenti miscele proposte.

Allo stato attuale non è presente alcuna normativa di riferimento per lo studio del comportamento a fatica di provini in conglomerato polimerico al fine di riprodurre in laboratorio gli effetti del passaggio di veicoli su una pavimentazione. Per tale motivo viene scelta come riferimento per la sperimentazione la normativa UNI EN 12697-24 che prescrive i metodi di prova per l'ottenimento dei valori che caratterizzano la vita a fatica di provini in conglomerato bituminoso. La scelta di adottare la stessa normativa del conglomerato bituminoso risulta ponderata dal momento che il conglomerato polimerico oggetto di studio e il conglomerato bituminoso risultano essere simili a livello di composizione strutturale (entrambi i materiali sono costituiti da legante e da aggregati calcarei della medesima qualità e quantità) e a livello reologico (entrambi i materiali sono caratterizzati da una natura visco-elastica con conseguente analoga risposta meccanica). La normativa citata prevede la possibilità di effettuare differenti tipologie di prova sui campioni e i diversi protocolli di esecuzione sono descritti negli Annessi. In particolare, è stato scelto di seguire il protocollo di prova prescritto dall'Annesso D della normativa che consente di determinare il ciclo di vita a fatica di provini prismatici di conglomerato bituminoso applicando ripetutamente un carico su quattro punti (il provino subirà una sollecitazione flessionale ripetuta).

Le prove di fatica di tipo flessionale su provini prismatici necessitano di un elevato numero di ore per l'esecuzione e, per questo motivo, si è reso necessario individuare una tra le tre miscele polimeriche proposte da sottoporre all'esperienza. Poiché tutte le miscele proposte (C50; C75; C100) presentavano valori di modulo di rigidezza ottenuti mediante prova di trazione indiretta (UNI EN 12697-26 - Annesso C) piuttosto bassi (pari approssimativamente ad 1/10 dei valori di un conglomerato bituminoso tradizionale ottenuto mediante analoga prova), si è inizialmente adottato come unico criterio di scelta del materiale, l'alta rigidezza e il materiale che soddisfaceva meglio questo parametro era la miscela C50. Tuttavia, ad un miglior comportamento meccanico a trazione indiretta non è corrisposto un miglior comportamento a sollecitazione flessionale dal momento che i provini, sebbene sottoposti ad un periodo di maturazione corretto e si presentassero compatti quando tolti dalla camicia, si rompevano a flessione mediante applicazione di una forza di entità pari a quella che può trasmettere una persona. Alla luce di questo, si è proceduto ad una comparazione tra le altre due miscele confrontando le deformazioni flessionali registrate per nei provini C75 e nei provini C100 in seguito alla medesima applicazione di carico. È stato scelto di utilizzare, per le prove di fatica flessionale su quattro punti, provini prismatici realizzati

con la miscela di tipo C75 in quanto si è supposto fossero i più idonei a resistere ad una sollecitazione di tipo flessionale ripetuta mantenendo al contempo sufficiente rigidità.

I test di fatica condotti in laboratorio in conformità alla normativa UNI EN 12697-24 possono essere eseguiti secondo due modalità di controllo: tensione imposta o deformazione imposta. Nella modalità a controllo di tensione viene fissato il carico da applicare al provino che rimarrà costante durante l'esecuzione della prova. In output si registrano gli spostamenti osservati mediante i sensori del macchinario. In controllo di tensione, all'aumentare del numero di cicli di carico, gli spostamenti rilevati si fanno via via più importanti in quanto nel tempo il provino diminuisce la propria rigidità. Nella modalità a controllo di deformazione viene impostata la deformazione a cui verrà spinto il provino ad ogni ciclo di carico. In output si registrano i carichi necessari per ottenere quella deformazione. In controllo di deformazione, all'aumentare del numero di cicli, il carico richiesto per spingere il provino ad una data deformazione si fa via via meno importante in quanto nel tempo il provino diminuisce la propria rigidità. La prova a controllo di tensione è la più utilizzata per la valutazione della vita a fatica di pavimentazioni stradali ad alto spessore in quanto riproduce in modo più fedele le modalità di applicazione del carico. Una pavimentazione spessa è definita come uno o più strati aventi uno spessore di almeno 150 mm e, in questo contesto, l'elevata rigidità sembra essere il requisito fondamentale: maggiore è la rigidità di miscela, maggiore è la vita a fatica della pavimentazione. In questa modalità di esecuzione delle prove si ha una rapida propagazione della frattura giungendo a rottura rapidamente dopo l'innescamento della prima fessura in quanto, all'apice della stessa, si registra un repentino incremento di tensione. Nei test a controllo di deformazione invece, l'innescamento della fessura è seguito da una lunga fase di propagazione in cui la tensione rilevata all'apice della fessura diminuisce progressivamente. Come risultato si ha, pertanto, un minor tasso di danneggiamento. La prova a controllo di deformazione è maggiormente adottata per la valutazione della vita a fatica di pavimentazioni stradali sottili dove lo spessore è inferiore ai 100 mm. Questo è dovuto al fatto che la risposta di uno strato sottile ai carichi applicati dipende dal tipo di sottofondo (o dall'impalcato nel caso di un ponte stradale) e la durata della pavimentazione sarà maggiore se quest'ultima sarà capace di recuperare le deformazioni dopo lo scarico. Quindi, un materiale con buona elasticità, non necessariamente troppo rigido, sembrerebbe garantire migliori prestazioni in questa modalità di prova.

La pavimentazione oggetto di valutazione a fatica nel presente elaborato di tesi dovrà essere stesa, in strato sottile, su un impalcato da ponte stradale. Il ruolo della pavimentazione sarà quello di trasferire i carichi provenienti dal passaggio del traffico veicolare direttamente all'impalcato da ponte garantendo, al contempo, sufficiente regolarità di marcia. Questa situa-

zione può essere studiata, in laboratorio, attraverso una prova di fatica condotta in condizioni di deformazione imposta. Per questo motivo, inizialmente, si è voluto procedere con l'esecuzione delle prove di fatica secondo tale modalità di esecuzione. L'onda di carico era caratterizzata da una forma sinusoidale senza periodi di riposo, la frequenza di carico è stata impostata a 10 Hz²⁷, la temperatura di condizionamento del provino e dell'esecuzione della prova era di 20°C. I valori di deformazione da inserire come input nel software del macchinario volevano essere ricercati in modo da ottenere la rottura²⁸ del provino ad un numero di cicli compreso tra i 10000 e i 2000000. I valori di deformazione (massima) impostati sono stati di 150, 200, 300, 500, 700 µm/m (microstrain). Tutte le prove condotte con queste condizioni al contorno hanno dato come risultato delle curve di modulo che avevano la tendenza ad assestarsi, dopo diverse migliaia o milioni di cicli, attorno ad un valore senza, pertanto, raggiungere la rottura e portare a fine vita il provino. Il comportamento a fatica osservato è caratteristico di prove di fatica eseguite con valori di deformazione troppo bassi: per portare a rottura il materiale sarebbe stato necessario incrementare le deformazioni imposte. Tuttavia, l'aumento dell'entità delle deformazioni non è stato possibile poiché il macchinario adottato, la cui struttura e sensoristica è ottimizzata per l'esecuzione delle prove con provini in conglomerato bituminoso, alla deformazione imposta di 700 µm/m presentava eccessive vibrazioni che hanno indotto ad arrestare la prova dopo un migliaio di cicli. Non è stato possibile, quindi, definire un range di lavoro per determinare le leggi di vita a fatica su provini prismatici di conglomerato polimerico di miscela C75 nelle prove flessionali su quattro punti condotte in controllo di deformazione. Si evidenzia che i macchinari progettati in conformità alla normativa europea UNI EN 12697-24 - Annesso D risultano inadeguati allo studio del comportamento a fatica del materiale polimerico oggetto di studio in controllo di deformazione in quanto le massime deformazioni che era possibile impostare nel software non spingevano il materiale in criticità.

Nel *Grafico 10.7* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 150 µm/m su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 594,14 x^{-0,007}$$

²⁷ Rappresenta la velocità di transito dei veicoli ad una velocità di 50 km/h;

²⁸ Raggiungimento del 50% del valore di modulo di rigidezza flessionale iniziale determinato al 100esimo ciclo.

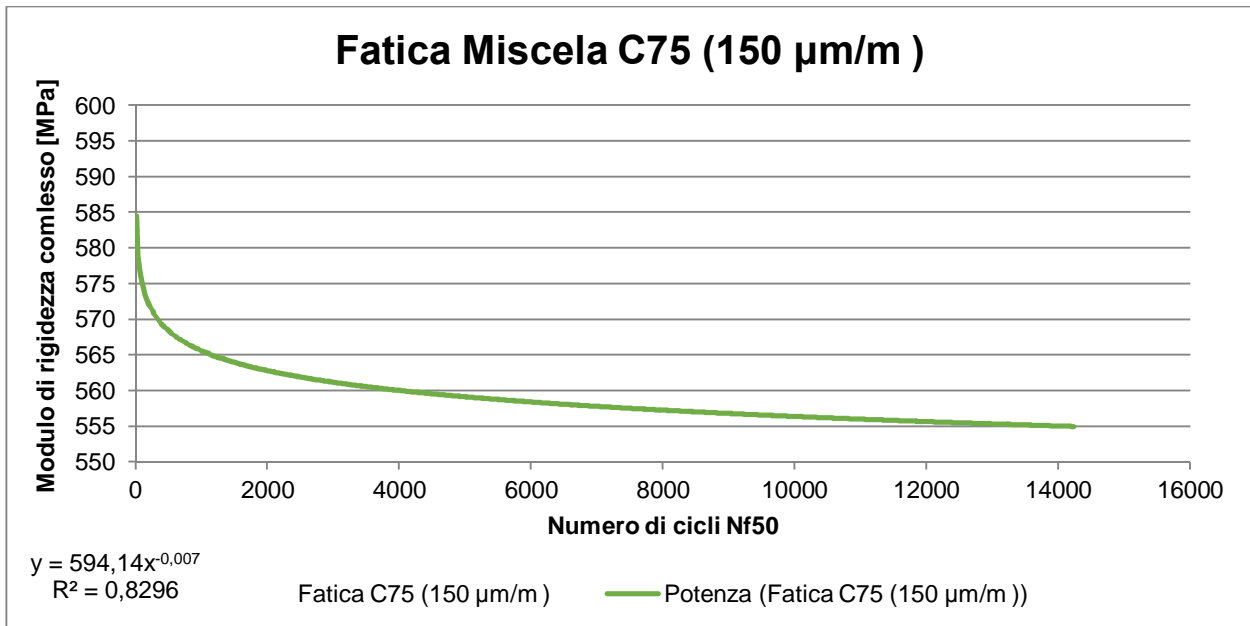


Grafico 10.7 Andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 150 µm/m su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel Grafico 10.8 è riportato l'andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 200 µm/m su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 2095 x^{-0,0033}$$

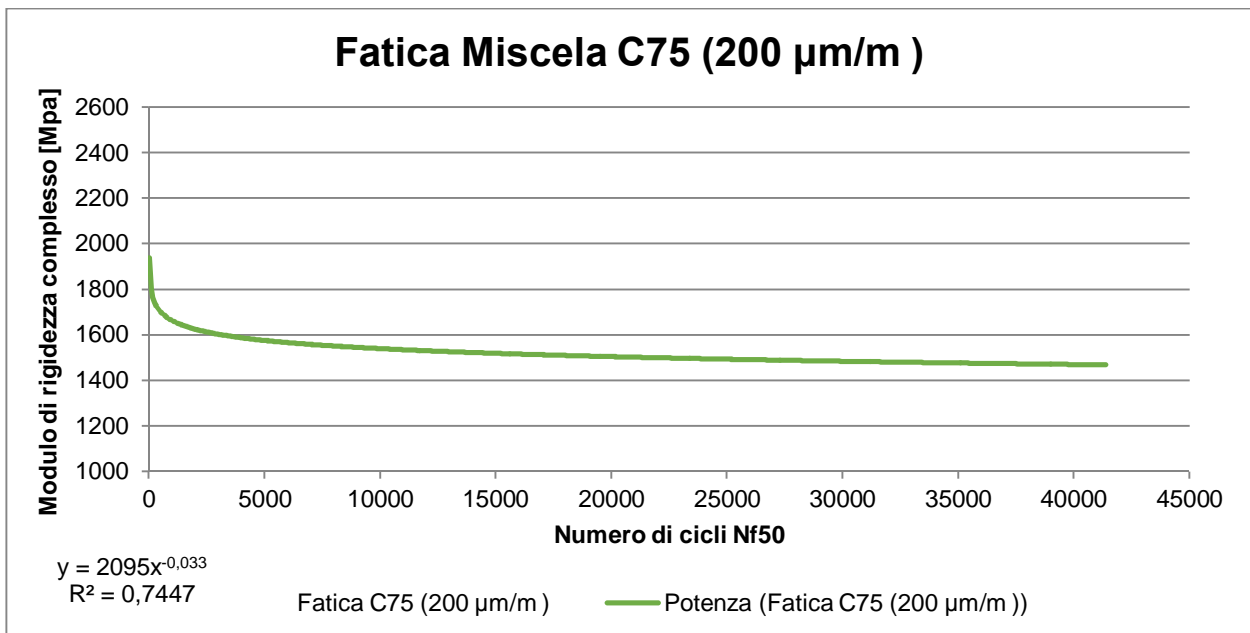


Grafico 10.8 Andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 200 µm/m su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel *Grafico 10.9* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 300 $\mu\text{m/m}$ su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 614,84 x^{-0,19}$$

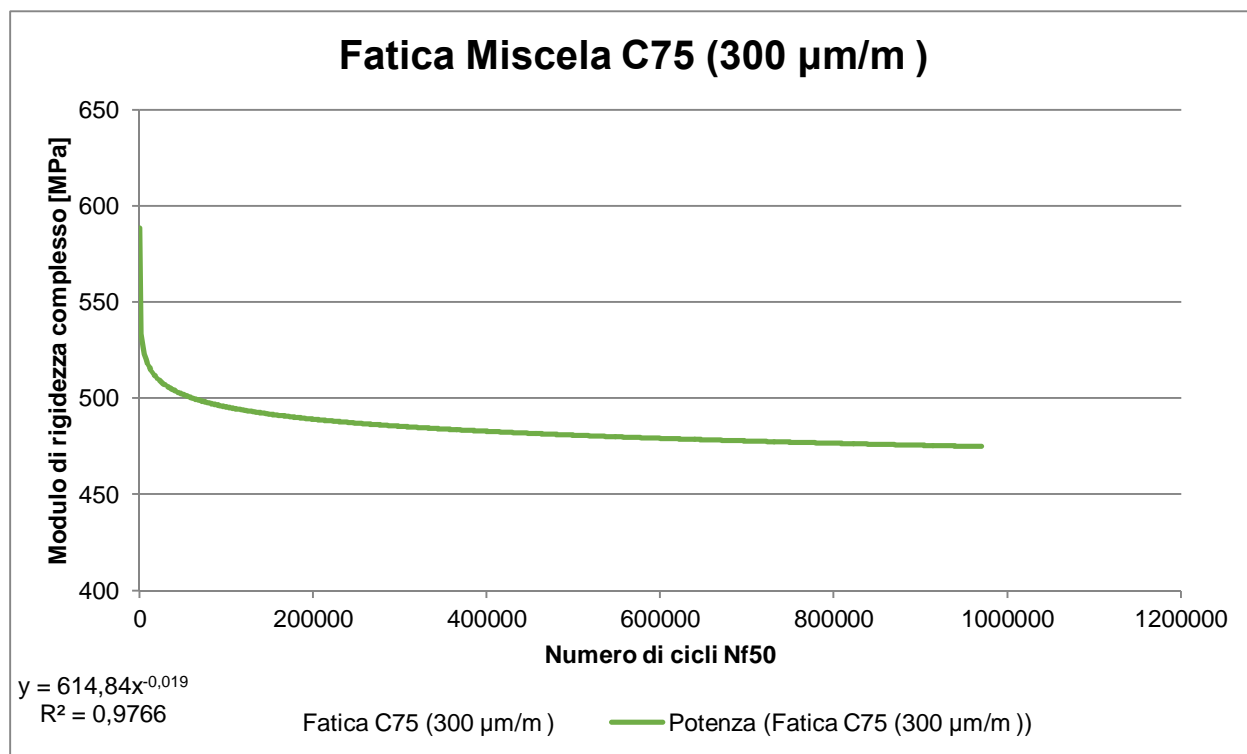


Grafico 10.9 Andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 300 $\mu\text{m/m}$ su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel *Grafico 10.10* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 500 $\mu\text{m/m}$ su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 489,17 x^{-0,025}$$

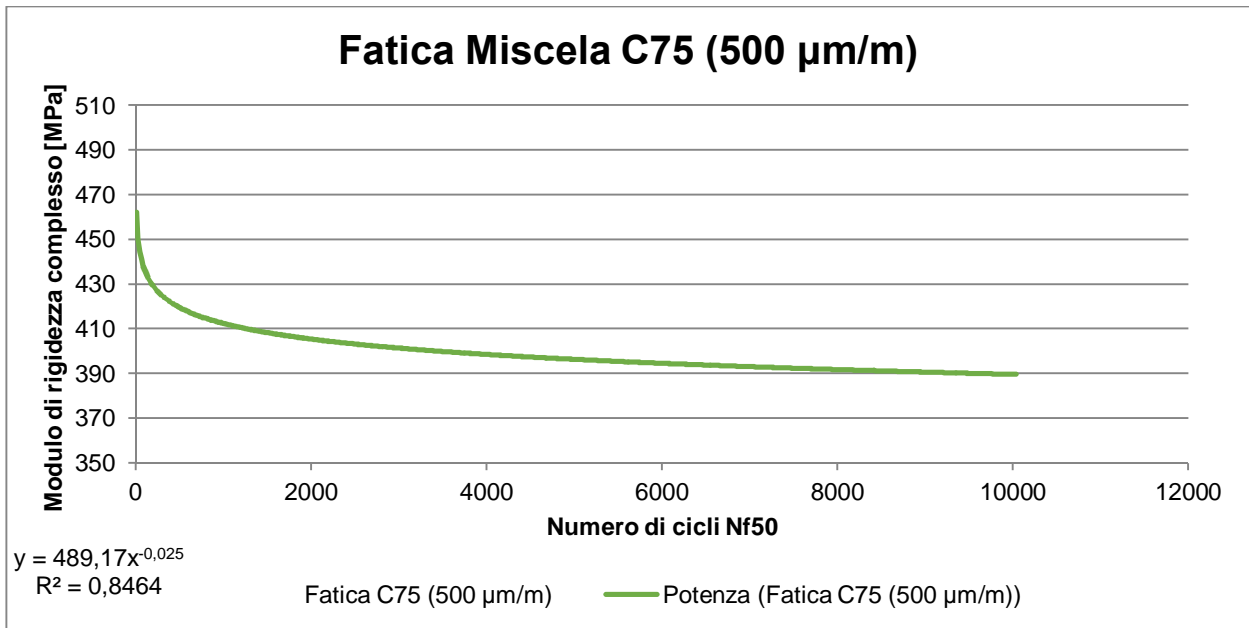


Grafico 10.10 Andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 500 µm/m su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel Grafico 10.11 è riportato l'andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 700 µm/m su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 462,86 x^{-0,031}$$

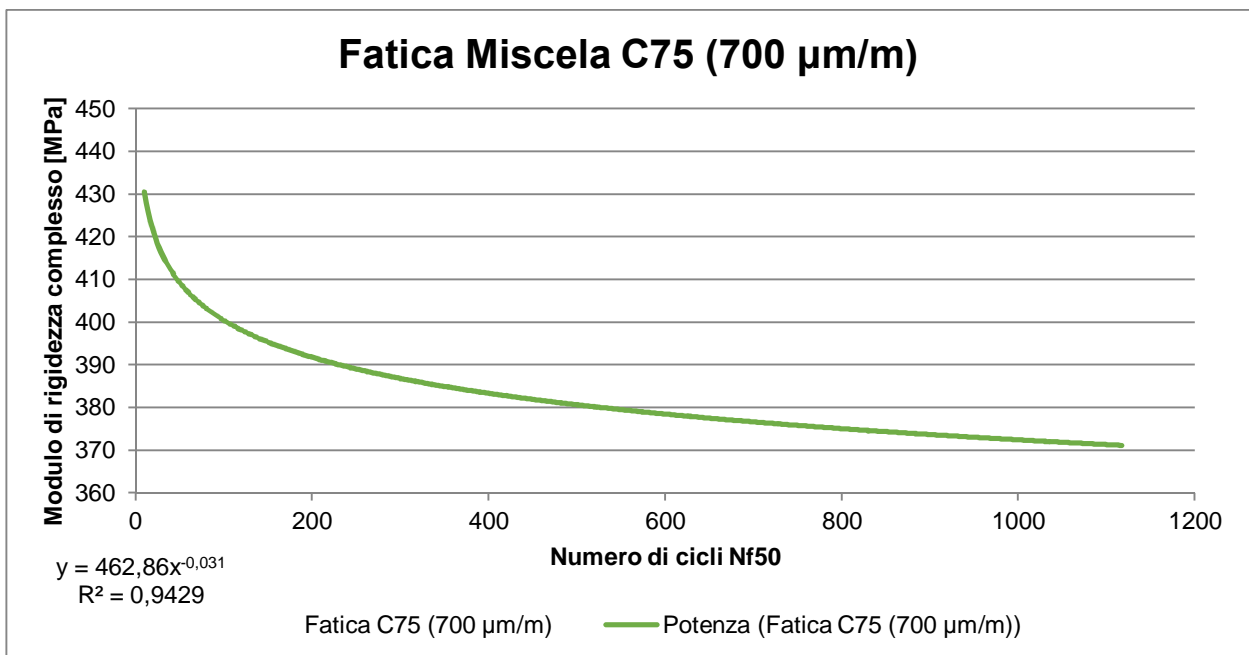


Grafico 10.11 Andamento della prova di fatica condotta ad una deformazione imposta massima di 700 µm/m su provino prismatico realizzato con miscela C75

Sebbene non sia stato possibile definire delle leggi di fatica sperimentali per le prove eseguite in controllo di deformazione sul conglomerato polimerico di miscela C75, è consentito effettuare un confronto tra il comportamento a fatica osservato e quello di un conglomerato bituminoso (tradizionale con aggregato calcareo e innovativo con scorie di acciaieria). Le prove di fatica condotte su materiale bituminoso sono state eseguite in precedenza in un'altra tesi di laurea (CECCATO 2012). Per un conglomerato polimerico non è stato possibile spingere a rottura i provini prismatici con prove a controllo di deformazione impostate fino a valori di 500 $\mu\text{m}/\text{m}$; per un conglomerato bituminoso di tipo tradizionale realizzato con aggregato calcareo si è arrivati ad impostare i valori di deformazione fino a 300 $\mu\text{m}/\text{m}$ giungendo a rottura con 25162 cicli di carico; per un conglomerato bituminoso innovativo realizzato con scorie di acciaieria si è arrivati ad impostare i valori di deformazione fino a 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ giungendo a rottura con 15156 cicli di carico. Alla luce di quanto ottenuto, è plausibile ipotizzare che il materiale polimerico di miscela C75 si possa adattare meglio, rispetto un materiale bituminoso, ad essere utilizzato come rivestimento carrabile sottile di un impalcato da ponte in quanto si è rivelato estremamente elastico e longevo sotto carichi ripetuti. Quelle appena descritte sono caratteristiche necessarie per una pavimentazione la cui funzione è trasferire i carichi provenienti dal passaggio del traffico veicolare all'impalcato da ponte stradale e recuperare le deformazioni dopo lo scarico senza compromettere la propria integrità. Si sottolinea, tuttavia, che si rendono necessari ulteriori studi per avere un quadro più completo della riproduzione del fenomeno in laboratorio nelle modalità di prova a controllo di deformazione per comprendere meglio il problema del danneggiamento per fatica di pavimentazioni sottili in conglomerato polimerico.

Nonostante si abbiano ben illustrato le ragioni per le quali si è deciso di effettuare le prove di fatica in controllo di deformazione, è stato scelto di effettuare le medesime prove in controllo di tensione volendo verificare se, almeno in questa modalità, era possibile definire delle leggi di fatica secondo l'approccio fenomenologico (approccio tradizionale). Il gran numero di prove eseguite, con parametri di input molto differenti tra loro, hanno consentito di individuare un campo di lavoro che riesce a descrivere sufficientemente bene il comportamento a fatica di provini prismatici realizzati con la miscela polimerica proposta. L'onda di carico era caratterizzata da una forma sinusoidale senza periodi di riposo, la frequenza di carico è stata impostata a 10 Hz, la temperatura di condizionamento del provino e dell'esecuzione della prova era di 20°C. Le prove sono state eseguite ad una tensione (massima) imposta di 100, 200, 300, 400, 500 KPa.

Le prove condotte ad una tensione imposta di 100 e 200 KPa non hanno portato a rottura il provino prismatico. I rispettivi andamenti dei moduli di rigidezza, durante i cicli di carico e sca-

rico, hanno evidenziando la tendenza ad assestarsi attorno ad un valore e di mantenerlo invariato nel tempo. Le prove condotte ad un tensione imposta superiore hanno dato un esito positivo: a 300 KPa la prova è giunta al termine con 360000 cicli; a 400 KPa la prova è giunta a termine con 130000 cicli; a 500 KPa la prova è giunta a termine con 26000 cicli.

Tensione imposta [KPa]	Numero di cicli	Commenti
100	700000	Curva infinita
200	800000	Curva infinita
300	360000	Prova Terminata
400	130000	Prova Terminata
500	26000	Prova Terminata

Tabella 10.2 Riepilogo dei parametri e dei risultati delle prove eseguite a controllo di tensione su miscela C75

Nel Grafico 10.12 è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 100 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 814,17 x^{-0,031}$$

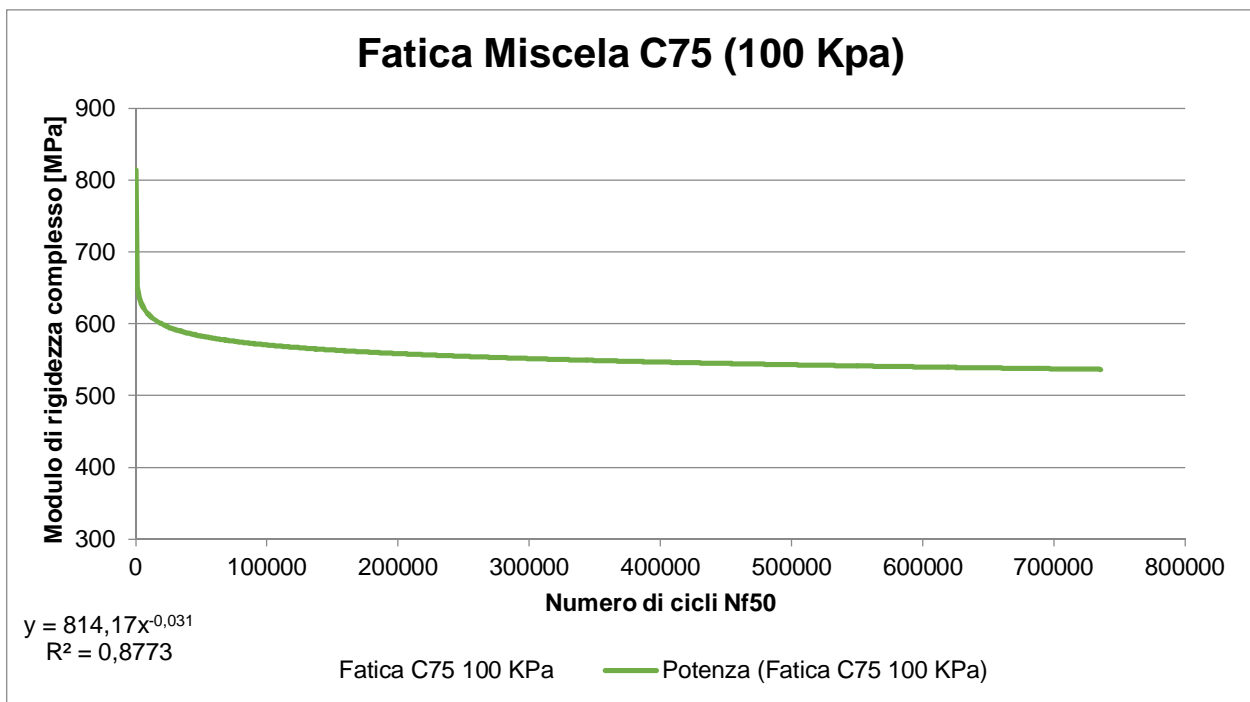


Grafico 10.12 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 100 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel *Grafico 10.13* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 200 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 1161 x^{-0,03}$$

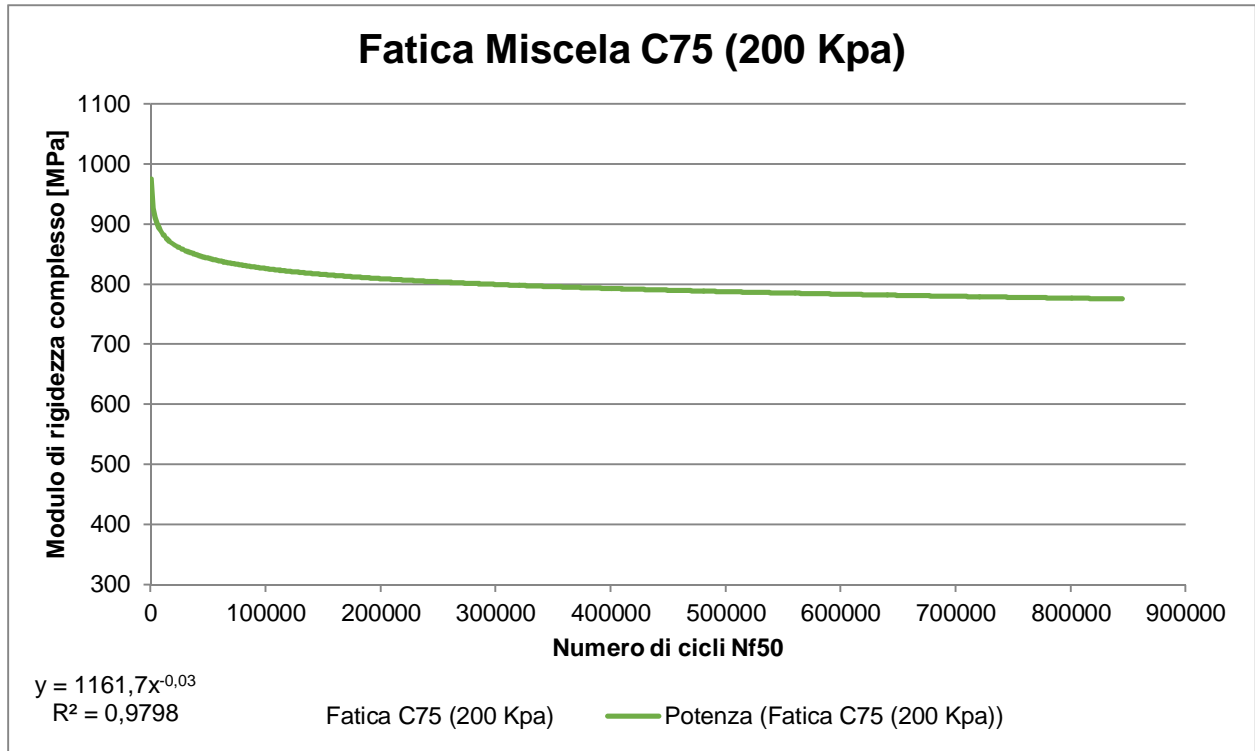


Grafico 10.13 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 200 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel *Grafico 10.14* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 1066,9 x^{-0,066}$$

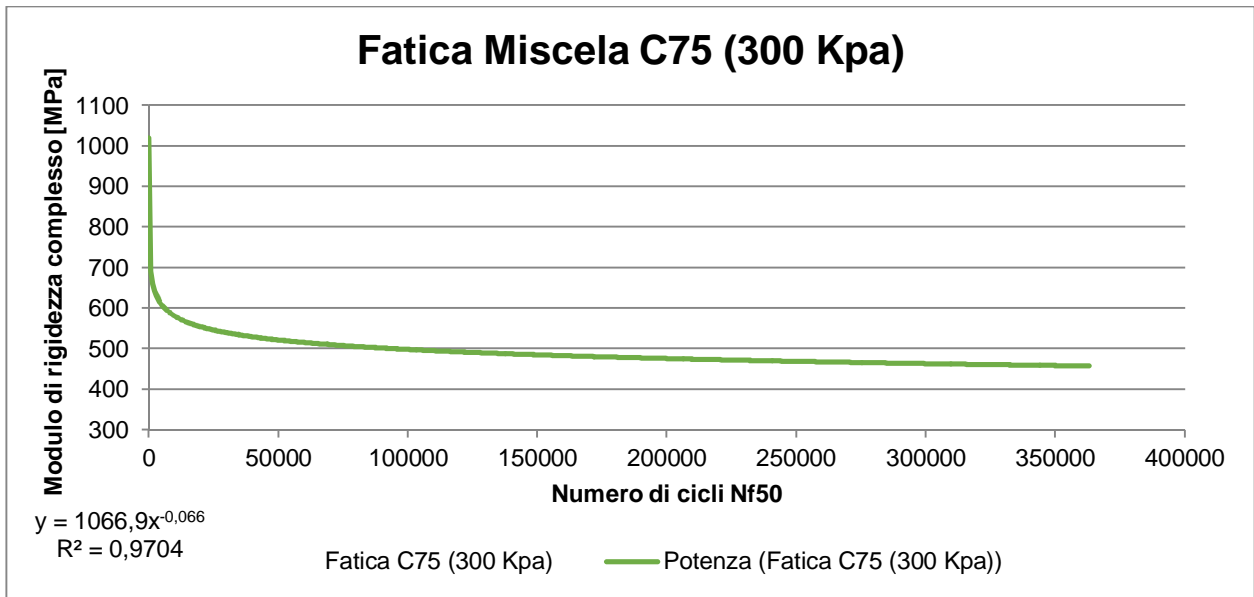


Grafico 10.14 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel Grafico 10.15 è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 400 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 1014,7 x^{-0,073}$$

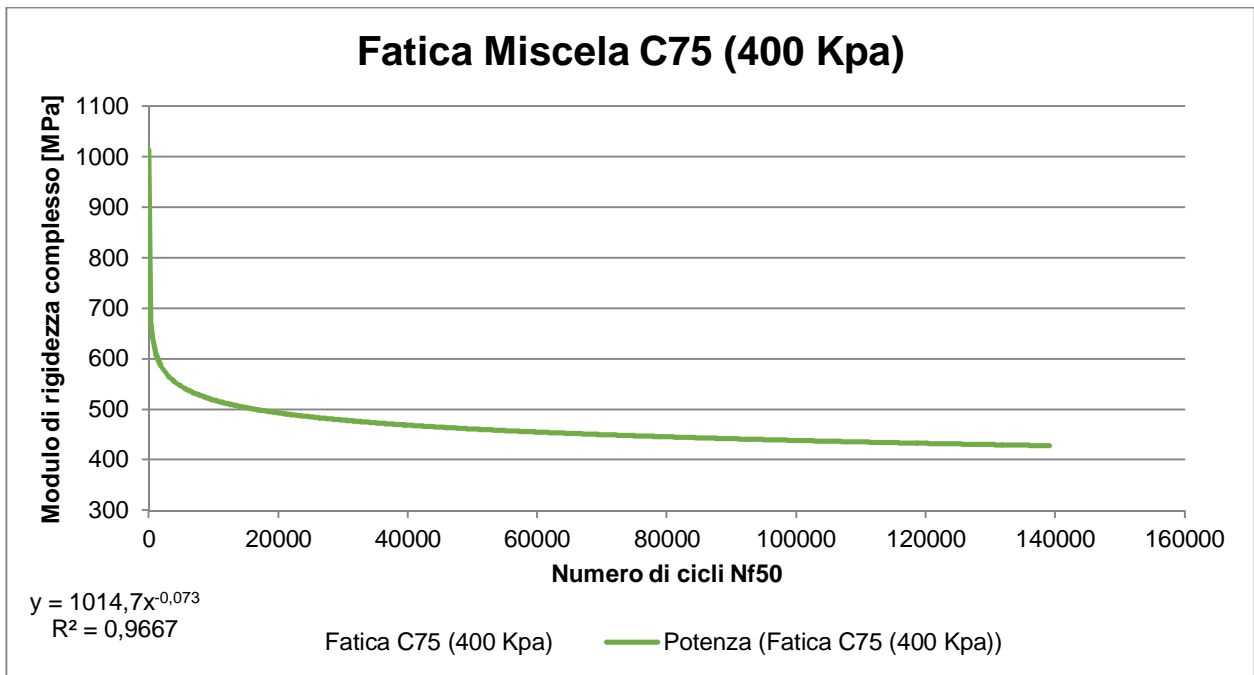


Grafico 10.15 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 400 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75

Nel *Grafico 10.16* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 100 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 1118,3 x^{-0,115}$$

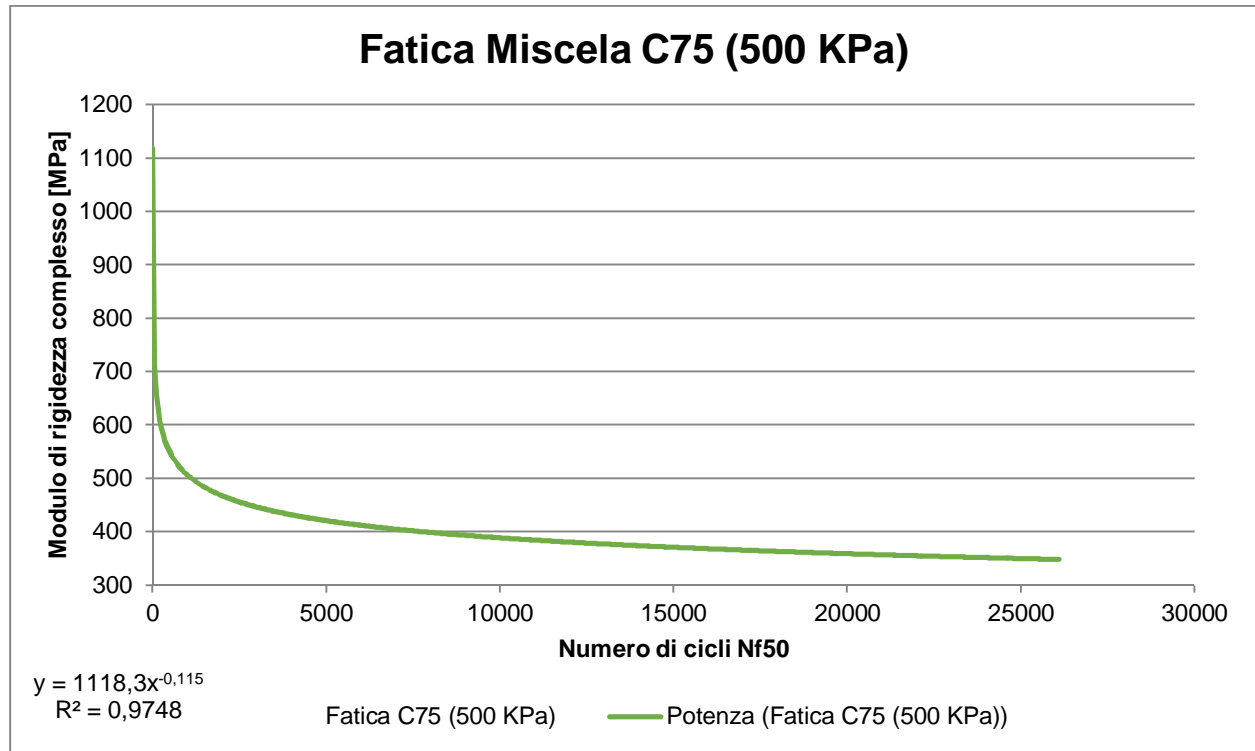


Grafico 10.16 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 500 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75

Le prove che hanno dato esito positivo hanno fornito i dati per poter procedere alla costruzione della curva di fatica (curva di Whöler) per la miscela C75 condotta nelle modalità di prova a controllo di tensione. La curva di fatica presenta in ascissa i numeri di cicli²⁹ che portano a rottura i provini rappresentati in scala logaritmica, in ordinata presenta i valori di tensione impostati come input all'interno del software che gestisce la prova rappresentati anch'essi in scala logaritmica. Dall'interpolazione dei dati ottenuti si è trovato una curva la cui espressione è:

$$y = 3506,1 x^{-0,189}$$

²⁹ N_{F50} è il numero di cicli di carico che comportano una riduzione del 50% del valore di modulo complesso iniziale determinato al 100esimo ciclo.

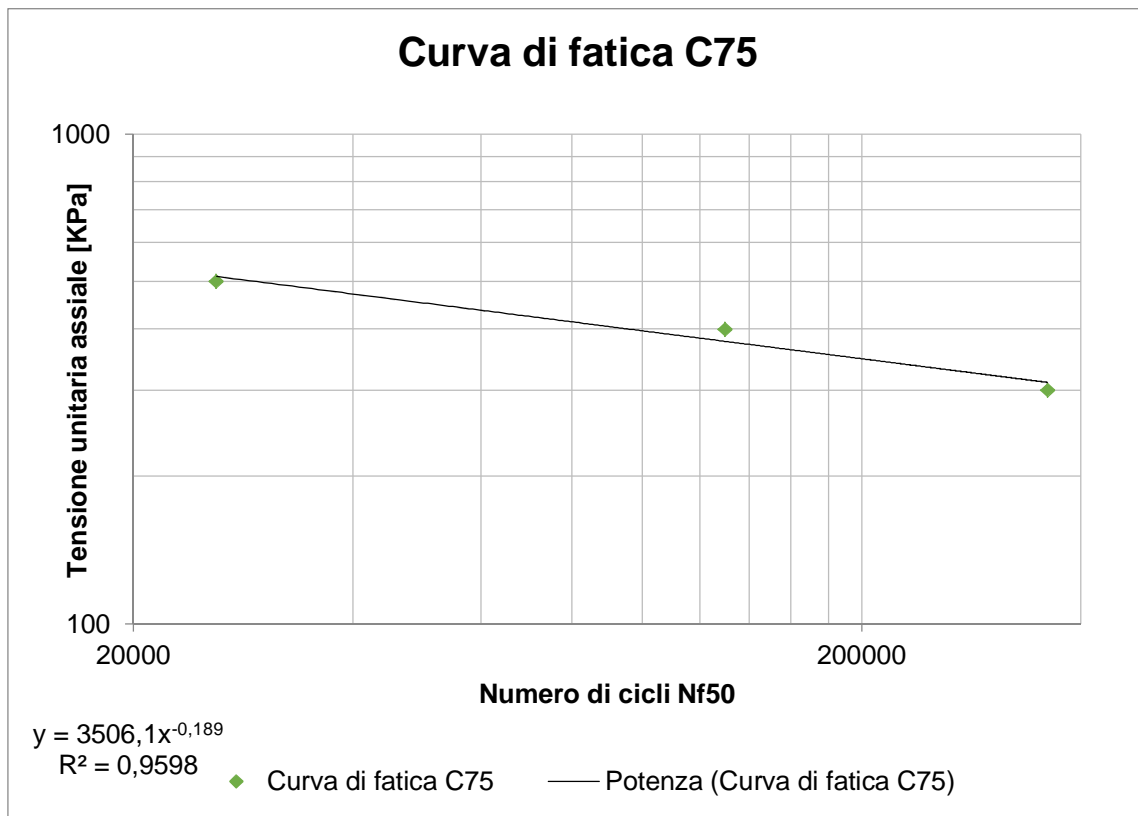


Grafico 10.17 Curva di fatica per la miscela C75 condotta nelle modalità di prova a controllo di tensione

Durante le sperimentazioni ci si è accorti di una problematica che mina l'affidabilità e l'attendibilità dei risultati delle prove di fatica condotte sia in controllo di deformazione che in controllo di tensione: la mancanza di uno specifico protocollo normato per il confezionamento dei campioni. Sebbene fosse stata pensata accuratamente la metodologia di lavoro, in mancanza di una procedura studiata *ad hoc* per garantire la riduzione al minimo dell'errore dell'operatore nel confezionamento dei campioni, i provini risultavano essere caratterizzati da valori di rigidità molto dissimili tra loro condizionando in modo significativo l'andamento delle prove e di conseguenza l'attendibilità dei risultati. L'esempio più rappresentativo di questa condizione è quando tre provini, aventi valori di rigidità iniziali differenti, sono stati sottoposti ad una prova di fatica in controllo di tensione con il medesimo valore di tensione (massima) in input, pari a 300 KPa. Il provino che aveva modulo di rigidità complesso iniziale pari a circa 250 MPa è giunto a rottura in 420 cicli di carico; il provino che aveva modulo di rigidità complesso iniziale pari a circa 400 MPa è giunto a rottura in 80000 cicli di carico; il provino che aveva modulo di rigidità complesso iniziale pari a circa 800 MPa è giunto a rottura in 360000 cicli di carico. Questo dimostra come sia sussistente e forte il legame rigidità-vita a fatica del materiale in par-

ticolare, maggiore è la rigidità del provino, maggiore sembra essere la sua resistenza ai carichi ripetuti nel tempo.

Modulo di rigidità iniziale ³⁰ [MPa]	Tensione imposta [KPa]	Numero di cicli
250	300	420
400	300	80000
800	300	360000

Tabella 10.3 Riepilogo dei parametri e dei risultati delle prove eseguite a controllo di tensione su miscela C75

Nel Grafico 10.18 è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75 avente modulo di rigidità complesso iniziale pari a 250 MPa. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 575,01 x^{-0,201}$$

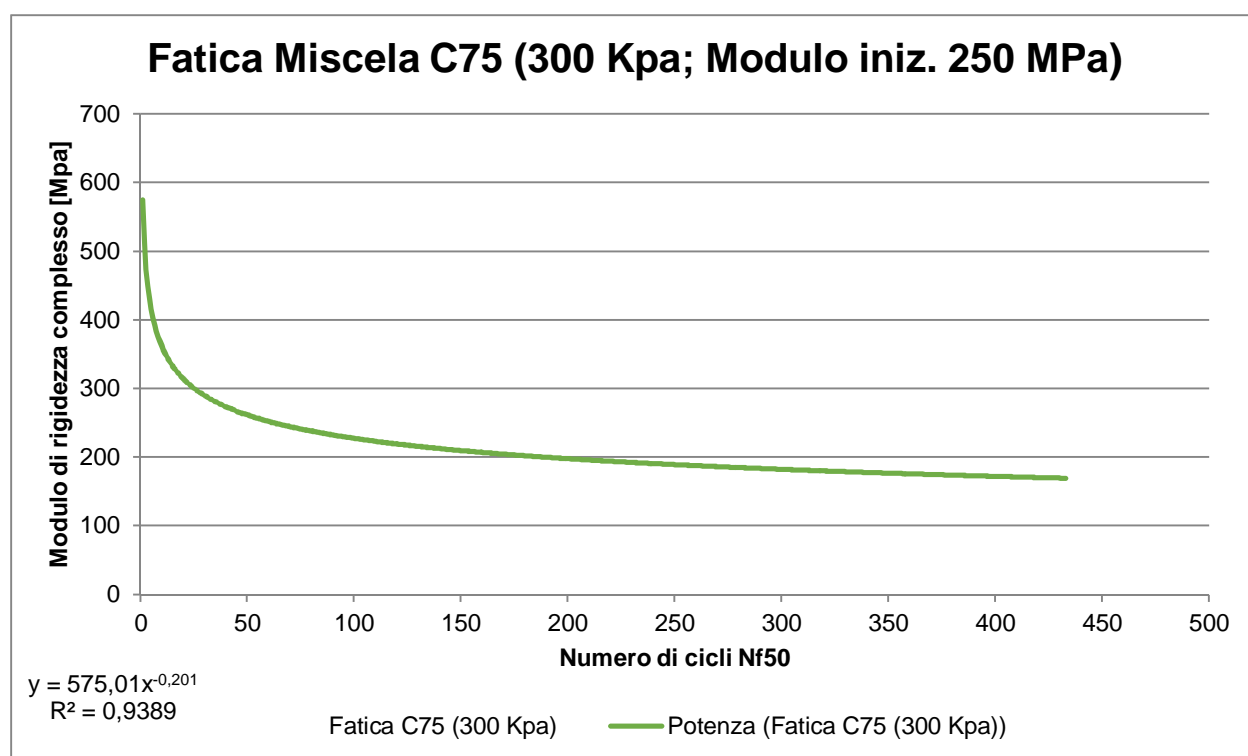


Grafico 10.18 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75 avente modulo di rigidità complesso iniziale pari a 250 MPa

³⁰ Per modulo di rigidità iniziale si intende quel valore ottenuto al 100-esimo ciclo di carico in accordo con la normativa vigente UNI EN 12697-24.

Nel *Grafico 10.19* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75 avente modulo di rigidezza complesso iniziale pari a 400 MPa. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 601,65 x^{-0,09}$$

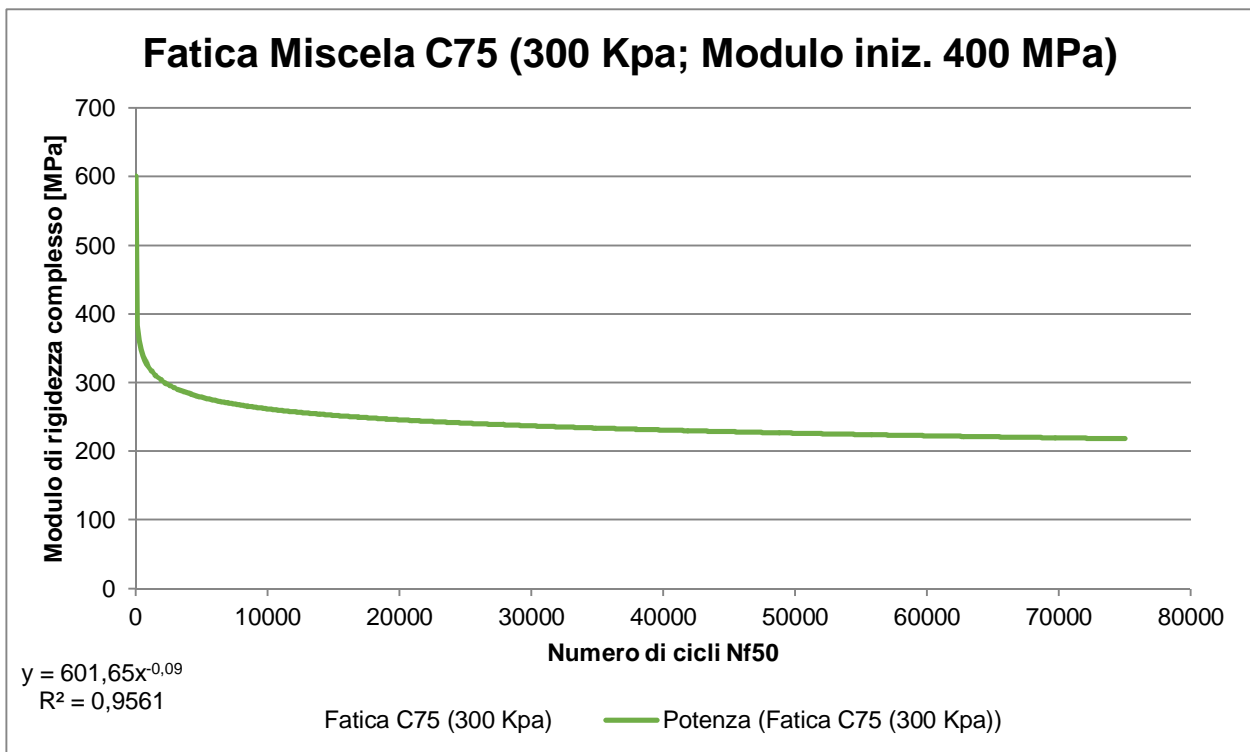


Grafico 10.19 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75 avente modulo di rigidezza complesso iniziale pari a 400 MPa

Nel *Grafico 10.20* è riportato l'andamento della prova di fatica condotta alla tensione di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75 avente modulo di rigidezza complesso iniziale pari a 800 MPa. L'interpolazione dei dati sperimentali è realizzata da una funzione avente la seguente espressione:

$$y = 1066,9 x^{-0,066}$$

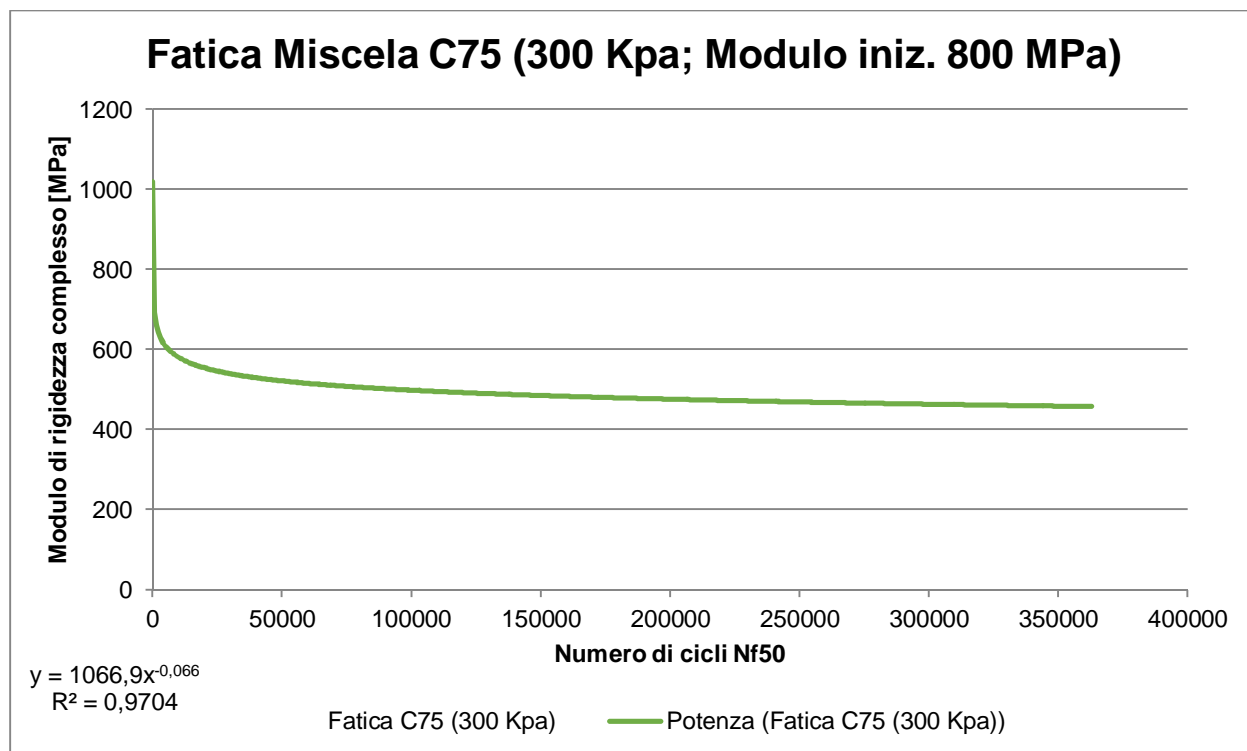


Grafico 10.20 Andamento della prova di fatica condotta ad una tensione imposta massima di 300 KPa su provino prismatico realizzato con miscela C75 avente modulo di rigidezza complesso iniziale pari a 800 MPa

Queste osservazioni non sono nuove nell'analisi della vita a fatica di materiali adottati nella realizzazione di pavimentazioni stradali perché, già nel 1973, P. S. Pell scrisse alcune considerazioni circa le variabili che influenzano la vita a fatica del conglomerato bituminoso con approccio fenomenologico. Tra tutte, la rigidezza sembrava giocare un ruolo fondamentale. Nelle prove condotte in quegli anni si registrò che, in controllo di tensione, le curve di fatica ottenute sottolineavano come la maggior rigidezza del materiale avesse un beneficio in termini di durabilità sotto cicli di carico ripetuti. Allora le indagini vennero fatte sul conglomerato bituminoso, oggi è possibile confermare questa tendenza anche per un materiale a base di legante polimerico.

Per aumentare il grado di attendibilità dei risultati, non riuscendo ad intervenire sul protocollo di realizzazione dei provini, si è proceduto alla classificazione dei campioni secondo la loro rigidezza iniziale al fine di creare dei gruppi omogenei per caratteristiche meccaniche. Secondo questa modalità poi si è proceduto allo studio della vita a fatica. Per fare un esempio, i risultati delle prove di fatica condotti in controllo di tensione che hanno portato alla definizione della curva di fatica sono stati ottenuti da provini che presentavano moduli di rigidezza complessi iniziali pari approssimativamente a 700-800 MPa.

Considerato ciò, si può ipotizzare che ulteriori sviluppi della sperimentazione potrebbero essere effettuati andando a migliorare il protocollo per la realizzazione dei campioni studiando

quali possono essere le operazioni a rischio durante le fasi di miscela e confezionamento e modificare la procedura di esecuzione al fine di renderla maggiormente affidabile. Infine, una volta individuato il campo di lavoro per i valori di tensione da inserire in input all'interno del software di gestione della prova di fatica, procedere al test su n campioni caratterizzati da una stessa miscela, una stessa procedura di confezionamento e aventi simili caratteristiche meccaniche. I risultati ottenuti dovranno essere poi mediati al fine di individuare una tendenza generale. Questo *modus operandi* dovrebbe essere in grado di annullare, o di limitare al minimo, l'influenza dell'eterogeneità meccanica dei campioni sulla vita a fatica.

10.3 Prove per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica lineare su provini prismatici

La sperimentazione si pone come obiettivo la ricerca del coefficiente di dilatazione termica di un campione realizzato con un materiale a base di legante polimerico.

Allo stato attuale non è presente alcuna normativa di riferimento per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica di provini in conglomerato polimerico. Per tale motivo le tipologie di prove sperimentali e i relativi protocolli di esecuzione sono stati pensati utilizzando come linee guida altre normative che prescrivono le procedure per la determinazione dello stesso parametro in materiali differenti. Le normative stabiliscono quali sono le attrezzature da utilizzare e i vincoli da rispettare per effettuare correttamente le prove e ottenere dei risultati qualitativamente accettabili. In linea del tutto generale, le normative indicano di assicurarsi che il provino non subisca variazioni di temperatura troppo repentine e che il calore o il freddo venga distribuito in modo uniforme sul campione di prova in modo da evitare differenti contrazioni o espansioni volumetriche e quindi ridurre al minimo le tensioni che potrebbero nascere al suo interno. Per questi motivi le normative evidenziano la necessità di operare con una cella termica che sia in grado di controllare la velocità di variazione della temperatura nel tempo (dT/dt) e di impostarla in modo tale da rimanere entro i $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Dal momento che tra le attrezzature di cui disponeva il laboratorio non figurava una cella termica in grado di soddisfare i requisiti, questa risultava essere la maggior criticità della prova. Si è scelto, quindi, di procedere in modo molto cautelativo facendo variare la temperatura in maniera sufficientemente lenta. Dai risultati ottenuti si evince che le prove sono state condotte con una velocità di variazione della temperatura che va dagli $0,25^{\circ}\text{C}/\text{min}$ agli $0,33^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

Per la prova sperimentale è stato scelto di adottare come geometria dei campioni dei travetti prismatici realizzati con diverso materiale. Alcuni campioni avevano una composizione i cui valori di coefficiente di dilatazione termica lineare non erano noti (miscela C50, C75, C100, Q100, S100), altri invece presentavano valori di coefficiente di dilatazione termica lineare ben noti alla letteratura (B, CLS) e, quest'ultimi, fungevano da controllo per verificare che il protocollo inedito adottato portasse a risultati sufficientemente accurati. Poiché il coefficiente di dilatazione termica di un materiale è possibile che non sia costante, è stato deciso di effettuare una procedura *step by step* nella campionatura della lunghezza del provino (quindi della relativa variazione dimensionale) con intervalli di osservazione Δt di 30 s. Per tutte le miscele proposte, si sono ottenuti una serie di valori successivamente inseriti in un grafico nelle variabili Δl [mm] e ΔT [$^{\circ}\text{C}$]. I punti registrati sono stati interpolati mediante un polinomio lineare che risultava essere in grado di descriverne sufficientemente bene l'andamento.

Per la miscela C50, il coefficiente angolare β della retta di interpolazione dei risultati sperimentali è risultato essere pari a 0,0038 da cui mediante la formula:

$$\lambda = \beta \cdot \left(\frac{1}{L_0}\right)$$

si ottiene il coefficiente di dilatazione termica lineare λ che è pari a $38 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. L'espressione della retta di interpolazione è $y = 0,0038x - 0,0127$.

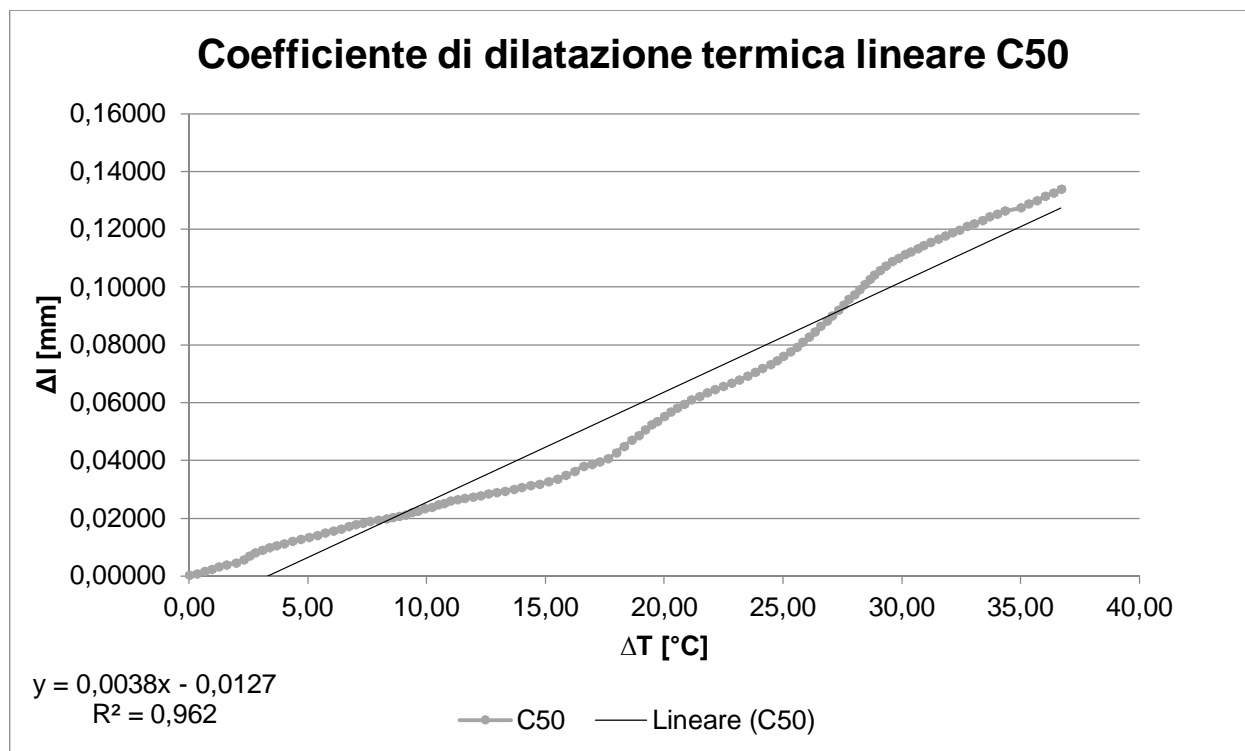


Grafico 10.21 Risultati sperimentali ottenuti per la miscela C50 e relativa retta di interpolazione che fornisce il coefficiente β

Per la miscela C75, il coefficiente angolare β della retta di interpolazione dei risultati sperimentali è risultato essere pari a 0,0063 da cui mediante la formula nota si ottiene il coefficiente di dilatazione termica lineare λ che è pari a $63 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. L'espressione della retta di interpolazione è $y = 0,0063x - 0,0276$.

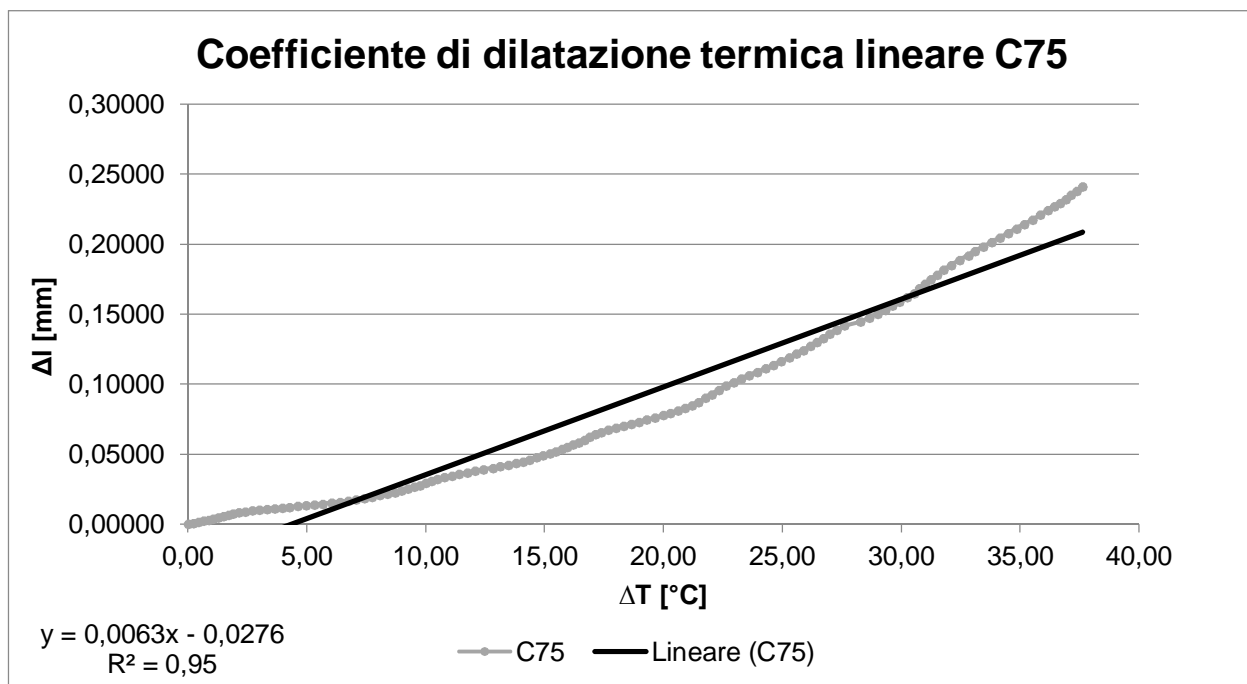


Grafico 10.22 Risultati sperimentali ottenuti per la miscela C75 e relativa retta di interpolazione che fornisce il coefficiente β

Per la miscela C100, il coefficiente angolare β della retta di interpolazione dei risultati sperimentali è risultato essere pari a 0,0120 da cui mediante la formula nota si ottiene il coefficiente di dilatazione termica lineare λ che è pari a $120 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. L'espressione della retta di interpolazione è $y = 0,012x - 0,0078$

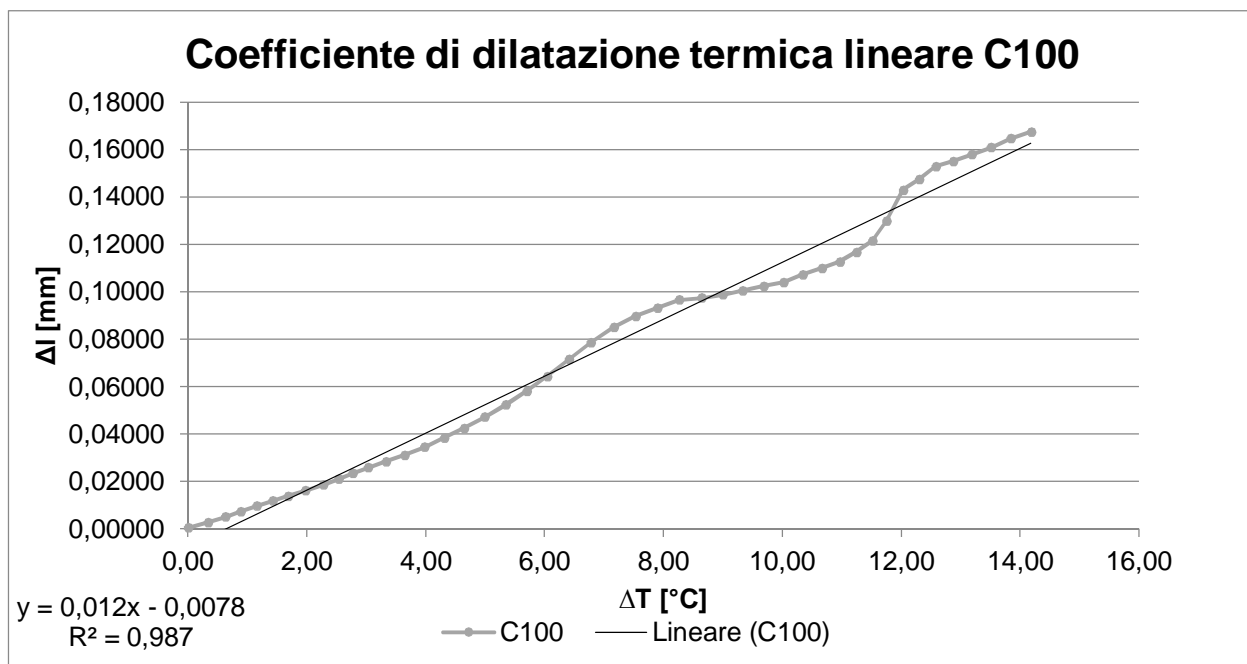


Grafico 10.23 Risultati sperimentali ottenuti per la miscela C100 e relativa retta di interpolazione che fornisce il coefficiente β

Per la miscela Q100, il coefficiente angolare β della retta di interpolazione dei risultati sperimentali è risultato essere pari a 0,0056 da cui mediante la formula nota si ottiene il coefficiente di dilatazione termica lineare λ che è pari a $56 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. L'espressione della retta di interpolazione è $y = 0,0056x + 0,0167$.

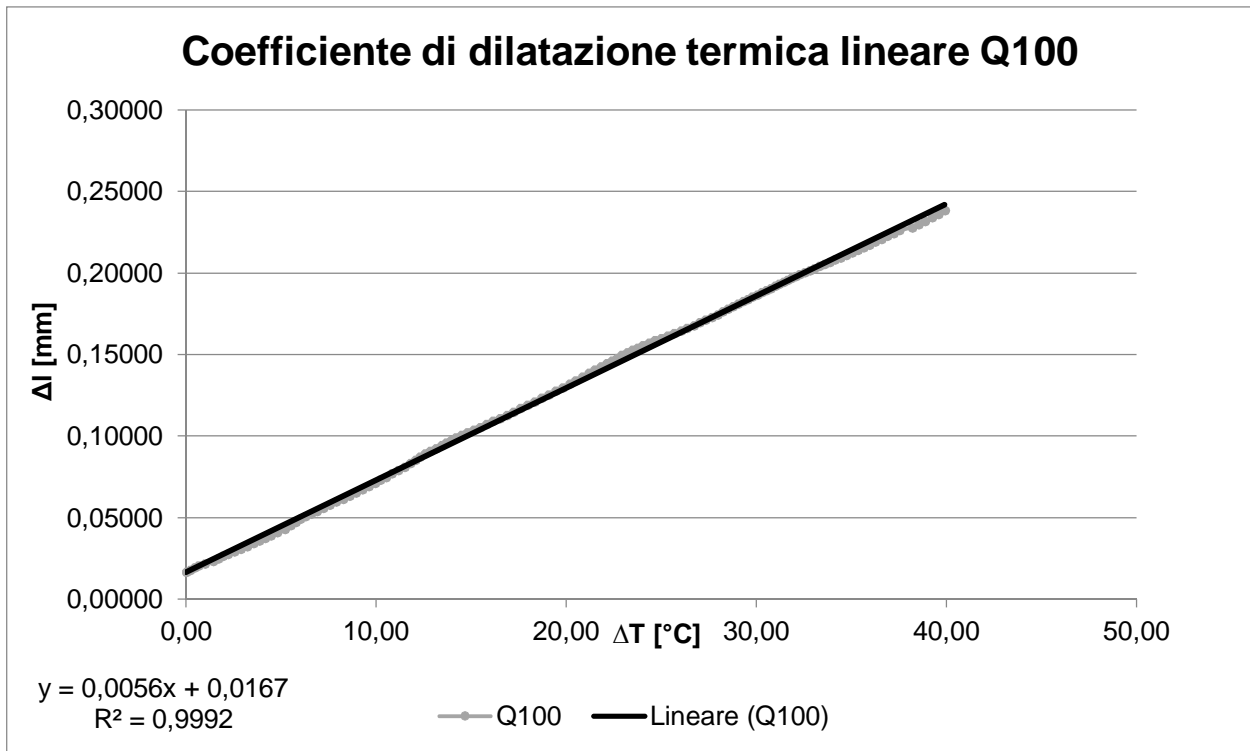


Grafico 10.24 Risultati sperimentali ottenuti per la miscela Q100 e relativa retta di interpolazione che fornisce il coefficiente β

Per la miscela S100, il coefficiente angolare β della retta di interpolazione dei risultati sperimentali è risultato essere pari a 0,0085 da cui mediante la formula nota si ottiene il coefficiente di dilatazione termica lineare λ che è pari a $85 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. L'espressione della retta di interpolazione è $y = 0,0085x - 0,0297$.

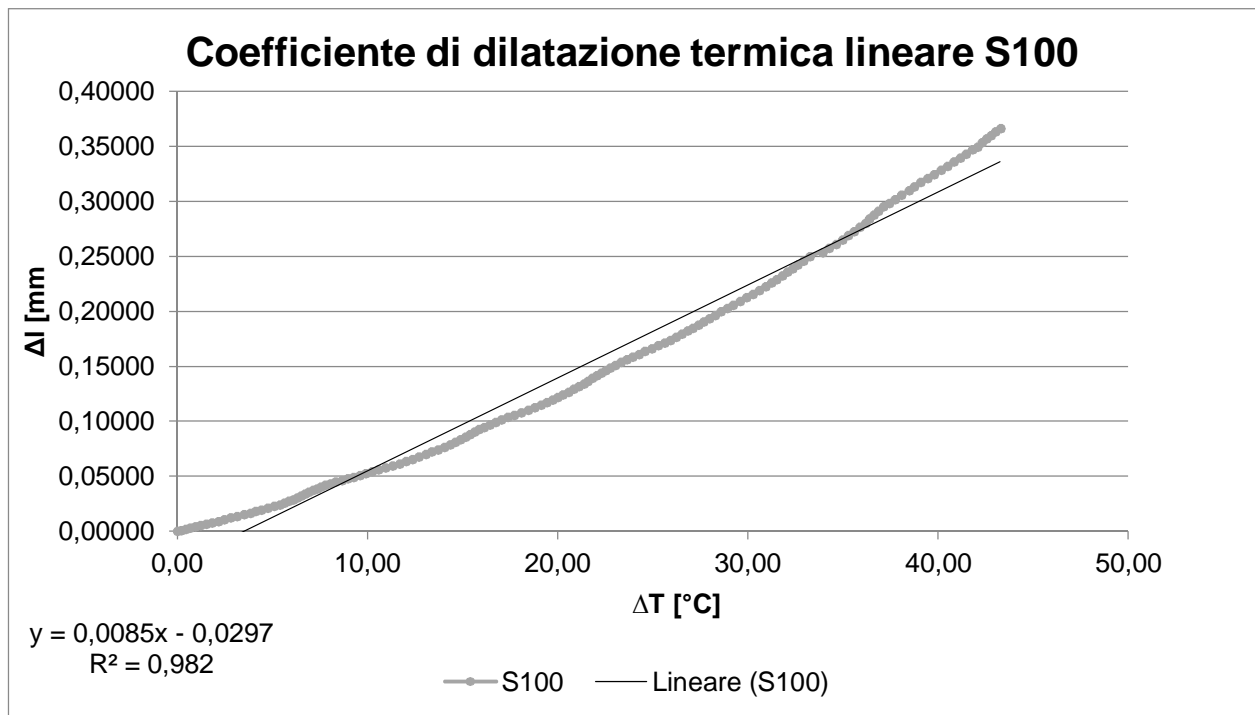


Grafico 10.25 Risultati sperimentali ottenuti per la miscela S100 e relativa retta di interpolazione che fornisce il coefficiente β

Per la miscela B, il coefficiente angolare β della retta di interpolazione dei risultati sperimentali è risultato essere pari a 0,0027 da cui mediante la formula nota si ottiene il coefficiente di dilatazione termica lineare λ che è pari a $27 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. L'espressione della retta di interpolazione è $y = 0,0027x - 0,0036$

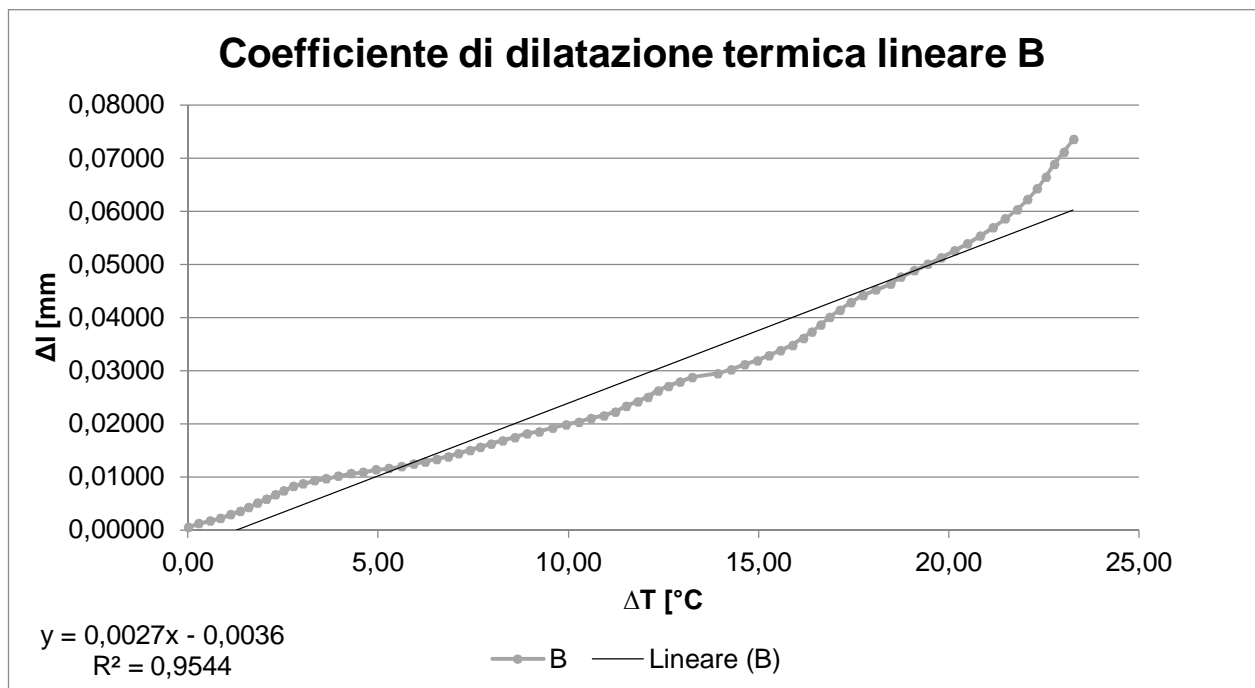


Grafico 10.26 Risultati sperimentali ottenuti per la miscela B e relativa retta di interpolazione che fornisce il coefficiente β

Per la miscela CLS, il coefficiente angolare β della retta di interpolazione dei risultati sperimentali è risultato essere pari a 0,0012 da cui mediante la formula nota si ottiene il coefficiente di dilatazione termica lineare λ che è pari a $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. L'espressione della retta di interpolazione è $y = 0,0012x + 0,0026$.

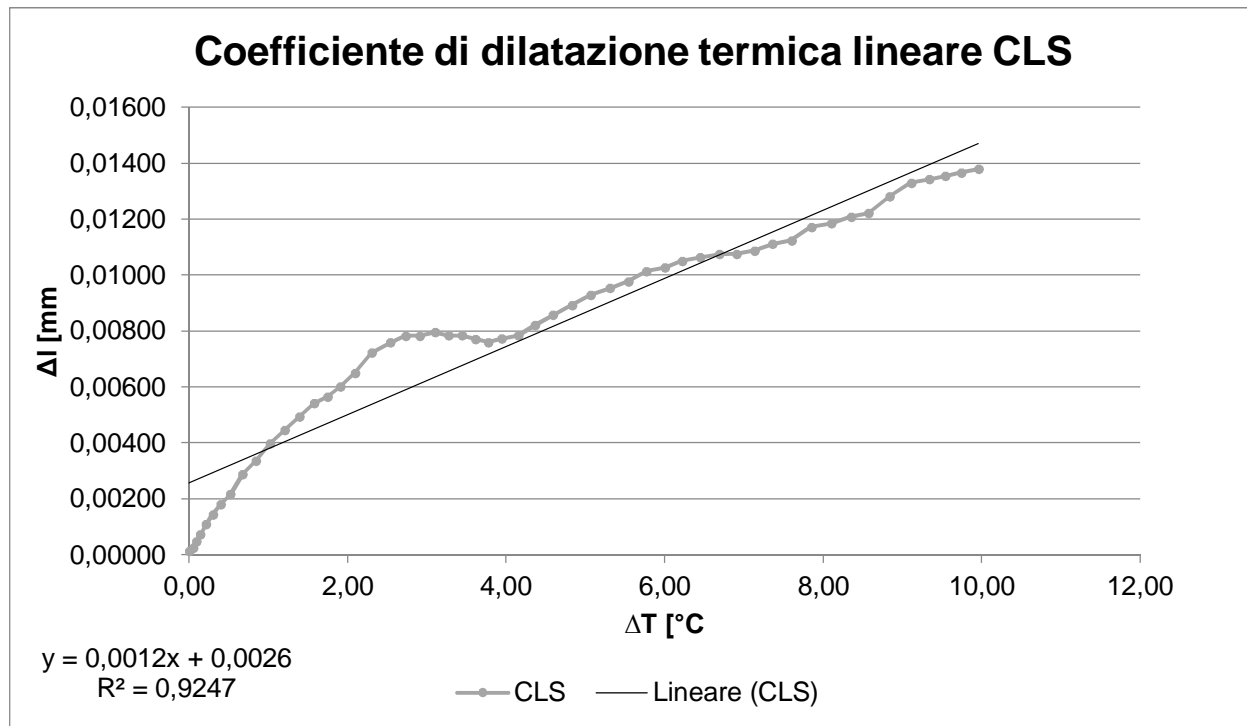


Grafico 10.27 Risultati sperimentali ottenuti per il calcestruzzo e relativa retta di interpolazione che fornisce il coefficiente β

In Tabella 10.4 vengono riportati in modo riepilogativo i coefficienti di dilatazione termica ottenuti per via sperimentale e i coefficienti di dilatazione termica indicati dalla letteratura.

Materiale	λ (risultato sperimentale) [$^\circ\text{C}^{-1}$]	λ (dato di letteratura) [$^\circ\text{C}^{-1}$]
C50	$38 \cdot 10^{-6}$	Non presente, materiale inedito
C75	$63 \cdot 10^{-6}$	Non presente, materiale inedito
C100	$120 \cdot 10^{-6}$	Non presente, materiale inedito
Q100	$56 \cdot 10^{-6}$	Non presente, materiale inedito
S100	$85 \cdot 10^{-6}$	Non presente, materiale inedito
B	$27 \cdot 10^{-6}$	$25 \cdot 10^{-6}$
CLS	$12 \cdot 10^{-6}$	$12 \cdot 10^{-6}$

Tabella 10.4 Tabella riepilogativa dei risultati sperimentali ottenuti e dei valori indicati dalla letteratura

La mancanza di normative specifiche per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica di un conglomerato polimerico e di adeguate attrezzature per l'esecuzione della sperimentazione ha fin da subito posto notevoli criticità. L'elaborazione di un protocollo di esecuzione, studiato appositamente per ridurre al minimo l'influenza delle stesse, si è reso necessario. Per la preparazione di tale procedura si è fatto riferimento alle prescrizioni indicate da normative redatte per i medesimi scopi ma con altre tipologie di materiale. I risultati ottenuti dalle prove di laboratorio mettono in luce la bontà del protocollo in quanto i valori di coefficiente di dilatazione termica ottenuti per il bitume (B) e per il calcestruzzo (CLS) sono coincidenti o sufficientemente simili ai valori riportati nei testi di letteratura. Si suppone che la procedura che ha portato ai valori dei coefficienti di dilatazione termica per le miscele inedite sia attendibile.

Intuitivamente, prima della sperimentazione, ci si aspettava che i coefficienti di dilatazione/contrazione termica potessero essere influenzati dal rapporto tra la quantità di legante e la quantità di materiale di aggregato: un maggiore contenuto di legante si supponeva comportasse un incremento nei valori dei coefficienti. Queste ipotesi si sono rivelate veritiere: il coefficiente di dilatazione termica lineare sembra accrescere all'aumentare del quantitativo di legante a parità di tipologia e quantità di materiale di aggregato. La miscela C50, infatti, ha il coefficiente più basso, la miscela C75 lo ha intermedio e la miscela C100 risulta essere quella avente il coefficiente con valori più elevati.

Ulteriori considerazioni si possono effettuare comparando le miscele C100, Q100 e S100. Il quantitativo di legante in peso è per tutte e tre le miscele identico (100), il quantitativo di materiale di aggregato in peso anche. Ciò che varia è la tipologia del materiale di aggregato. I coefficienti di dilatazione termica lineare crescono passando da sabbia di quarzo, a scoria di acciaieria, a calcare. Dai risultati ottenuti sembra che gli aggregati che comportano maggiori dilatazioni del materiale all'aumentare della temperatura siano quelli calcarei.

Inoltre, in linea generale, si può ragionevolmente ipotizzare che materiali realizzati con legante polimerico abbiano un comportamento maggiormente dilatatorio rispetto ad analoghi materiali con legante di origine bituminosa.

Successivi sviluppi della sperimentazione potrebbero essere quelli di ottimizzare il protocollo di realizzazione delle prove affinandone la procedura e verificandone ulteriormente l'affidabilità dei risultati attraverso l'analisi di un quantitativo maggiore di dati.

Le migliorie che possono essere suggerite per nuove ricerche in questo ambito sono l'avvalersi di una cella termica con controllo della velocità di variazione della temperatura nel tempo (dT/dt), sebbene sia un'apparecchiatura difficilmente acquistabile per un laboratorio universitario dal momento che presenta un elevato costo di mercato. Di più facile accesso possono

essere l'utilizzo di trasduttori di spostamento di più recente concezione e una centralina di gestione che sia in grado di governare contemporaneamente tutti e tre i canali necessari alla prova: temperatura, spostamenti e tempo. Infatti, le prove sono state condotte attraverso una sincronizzazione manuale tra le variabili temperatura, spostamenti e tempo con inevitabile componente di errore. In aggiunta, questa limitazione comportava il dover trascrivere manualmente alcuni dati in output con conseguente minor frequenza di campionamento e di conseguenza di accumulo di dati.

10.4 Determinazione dello stress termico in un sistema pavimentazione-impalcato mediante analisi ad elementi finiti

A completamento delle esperienze precedentemente esposte riguardo la determinazione dei coefficienti di dilatazione termica lineare e l'ottenimento di parametri rappresentanti la rigidità di una miscela, ottenuti mediante approccio sperimentale in laboratorio, è stata condotta un'analisi simulativa avvalendosi di un software di calcolo agli elementi finiti *Straus7*. L'analisi vuole determinare qualitativamente lo stato tensionale che nasce all'interfaccia tra due materiali in adesione, aventi un diverso coefficiente di dilatazione termica, al variare della temperatura esterna. In particolare, il modello di simulazione vuole ricalcare le reali condizioni tensionali che si registrano, per effetto di un ΔT imposto, tra la pavimentazione in conglomerato polimerico (miscela C75) e un impalcato da ponte in calcestruzzo. Il modello tiene in considerazione anche di un ulteriore terzo strato (primer), posto nel mezzo tra il conglomerato polimerico e il calcestruzzo, al fine di garantirne una migliore adesione.

È doveroso ricordare che l'accuratezza della soluzione che il codice di calcolo fornisce dipende da molti fattori correlati alle scelte effettuate dall'analista per riuscire a rappresentare in modo più fedele possibile il comportamento meccanico reale del problema. Per questi motivi, i risultati ottenuti da questa analisi devono essere presi con cautela poiché inevitabili semplificazioni, sebbene ponderate e giustificate, portano a risultati non reali. Lo studio pertanto è utile per confermare il comportamento generale già studiato da ricercatori internazionali e pubblicato su riviste scientifiche e fornire un ordine di grandezza di riferimento per tensioni e deformazioni.

In primo luogo si è voluto confrontare i risultati ottenuti dalle simulazioni agli elementi finiti con i risultati ottenuti analiticamente, sotto ipotesi simili, da uno studio condotto *dall'American Concrete Institute* (CHOI, FOWLER e WHEAT 1996) che si avvale di una teoria matematica di base (CHEN, CHENG e GERHARDT 1982) con la quale sono state determinate delle equazioni differenziali di stato piano di tensione utili per risalire agli sforzi interni ai quali è soggetta una trave composita isostatica sottoposta a variazione di temperatura.

Per poter studiare la contrazione e la dilatazione termica del travetto mediante software si è dovuto separare l'analisi in due simulazioni differenti applicando alla temperatura di riferimento (20°C) un gradiente termico ΔT di 20°C per la dilatazione termica mentre un ΔT di -30°C per la contrazione termica. Alla temperatura di riferimento, tendendo in considerazione esclusivamente lo stato tensionale dovuto a coefficienti di dilatazione termica differenti tra i materiali, la pavimentazione risulta essere scarica. In questo modo si simulano le reali condizioni ambientali a cui sarà soggetta la pavimentazione durante i cicli termici stagionali tipici dei nostri paesi che durante il periodo estivo raggiungono i 40°C mentre durante la stagione invernale raggiungono i -10

°C. Il sistema di riferimento adottato risulta in direzione X parallelo alle superfici sovrapposte e in direzione Y perpendicolare a queste.

Si analizza, *in primis*, il caso studiato di contrazione termica del sistema. La variazione di temperatura comporta nel sistema una uguale risposta in termini generali (al diminuire della temperatura l'intero sistema si contrae), ma diversificata in termini di intensità in funzione dello strato considerato e della posizione della fibra considerata all'interno di uno stesso strato. In aggiunta, la diversa natura dei materiali e il conseguente diverso coefficiente di dilatazione termica che li caratterizza, rende infatti gli strati suscettibili in maniera differente alle variazioni di temperatura. Il conglomerato polimerico, essendo caratterizzato da un coefficiente di dilatazione maggiore di quello del calcestruzzo, in seguito alla diminuzione di temperatura, vorrà contrarsi maggiormente rispetto al calcestruzzo. Dal momento che si è supposto che i due materiali non possano scorrere l'uno sull'altro per motivi di aderenza (nella realtà lo scorrimento avviene in modo parziale), la trave composita sarà soggetta ad una forza assiale e ad un momento flettente. In particolare, nasce una forza assiale di trazione F nel conglomerato polimerico e di compressione $-F$ nel calcestruzzo applicate laddove è massima la resistenza alla deformazione: nella zona di interfaccia. Dal momento che le forze non sono baricentriche, si sfrutta la validità del principio della sovrapposizione degli effetti per effettuare la scomposizione. Il sistema è quindi composto da una forza F (o $-F$ per il calcestruzzo) applicata in zona baricentrica dello strato in conglomerato polimerico e l'aggiunta di un momento flettente $M=F \cdot h/2$. Il sistema complessivo deve avere effetti equivalententi a quello di partenza.

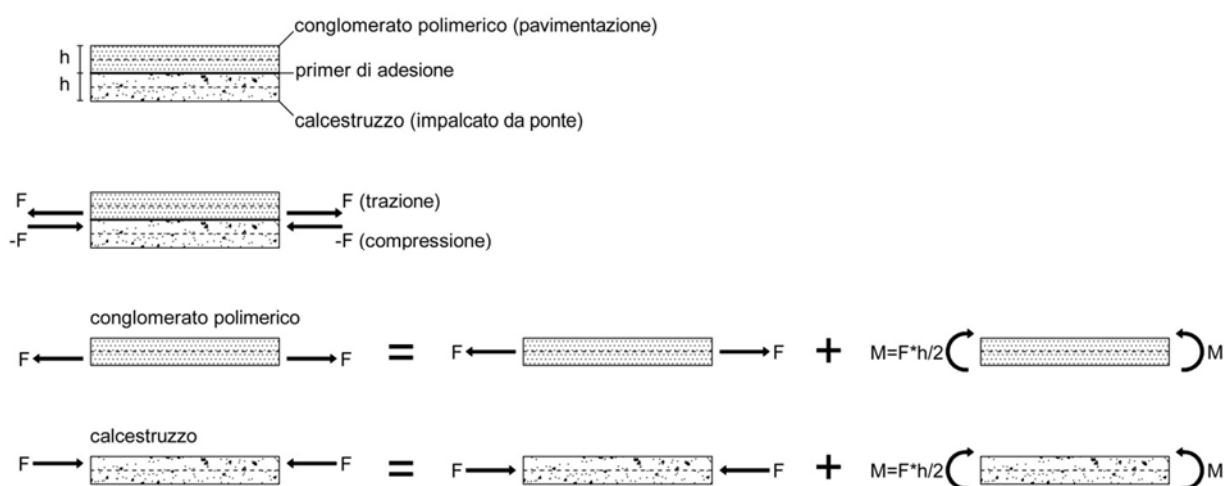


Figura 10.1 Sollecitazioni che nascono su due materiali aventi differenti coefficienti di contrazione termica in seguito ad una diminuzione di temperatura. In particolare è rappresentato il caso di conglomerato polimerico e calcestruzzo.

La situazione descritta è stata confermata nelle prime fasi di post-processing e visibile nell'immagine della struttura deformata di *Figura 10.2*. Si vuole sottolineare come la deformazione della struttura sia stata volutamente amplificata al solo fine di comprenderne meglio il fenomeno simulato.

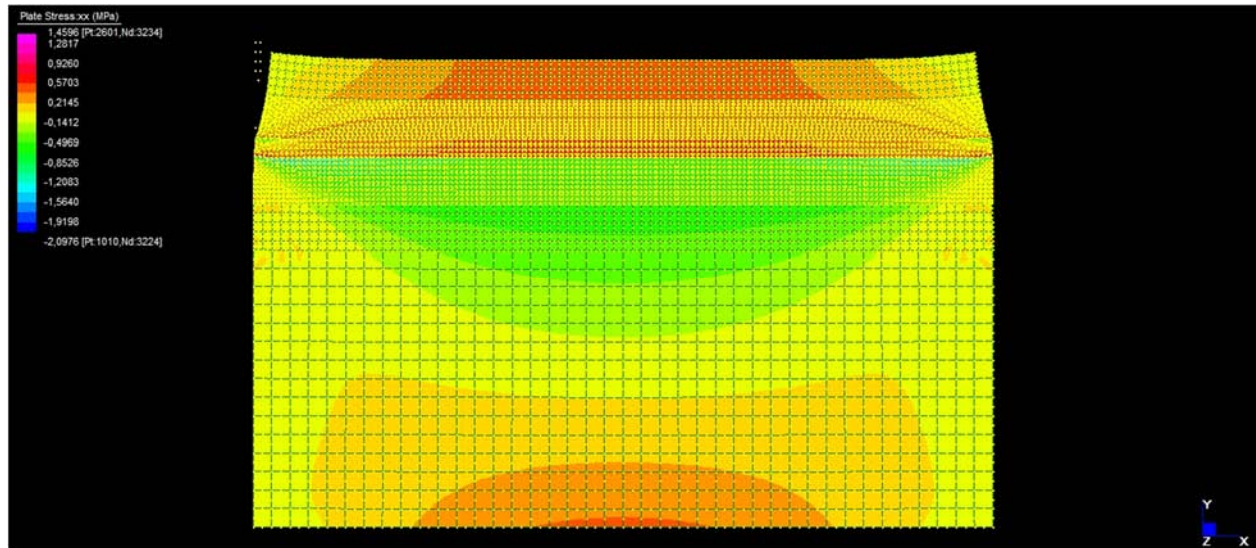


Figura 10.2 Deformata della trave composita durante la contrazione termica. La struttura è soggetta ad una forza assiale e ad un momento flettente

Si desidera presentare anche gli altri risultati ottenuti dalla simulazione strutturale, in particolare l'andamento delle tensioni assiali σ_x (*Figura 10.3*) lungo la trave composita, l'andamento delle tensioni normali σ_y (*Figura 10.4*) e gli sforzi taglienti τ_{xy} (*Figura 10.5*).

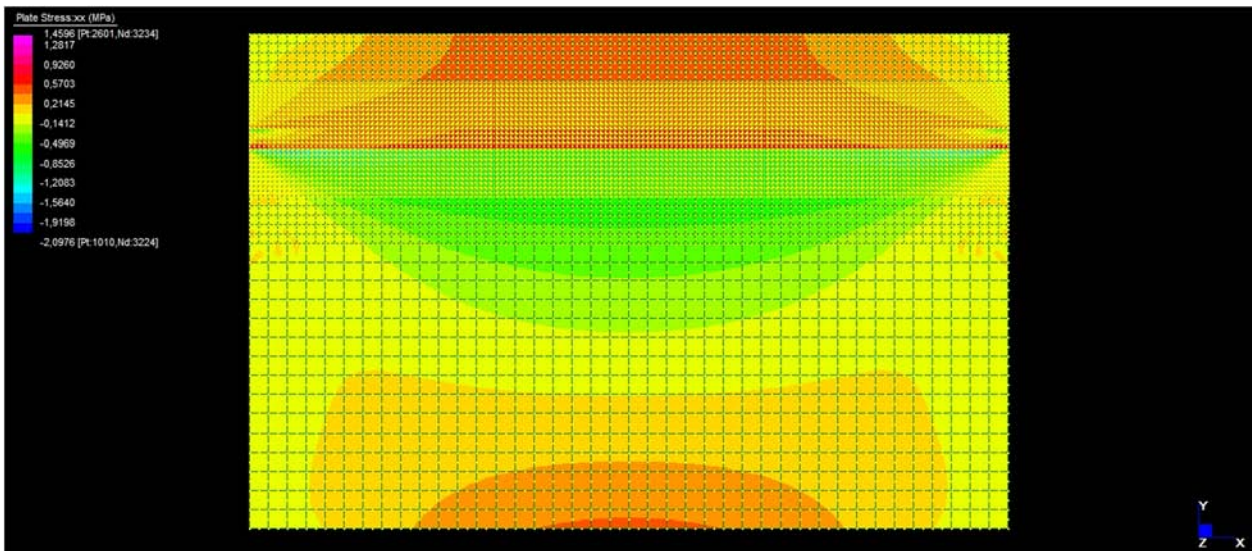


Figura 10.3 Distribuzione delle tensioni assiali σ_x lungo la trave composita

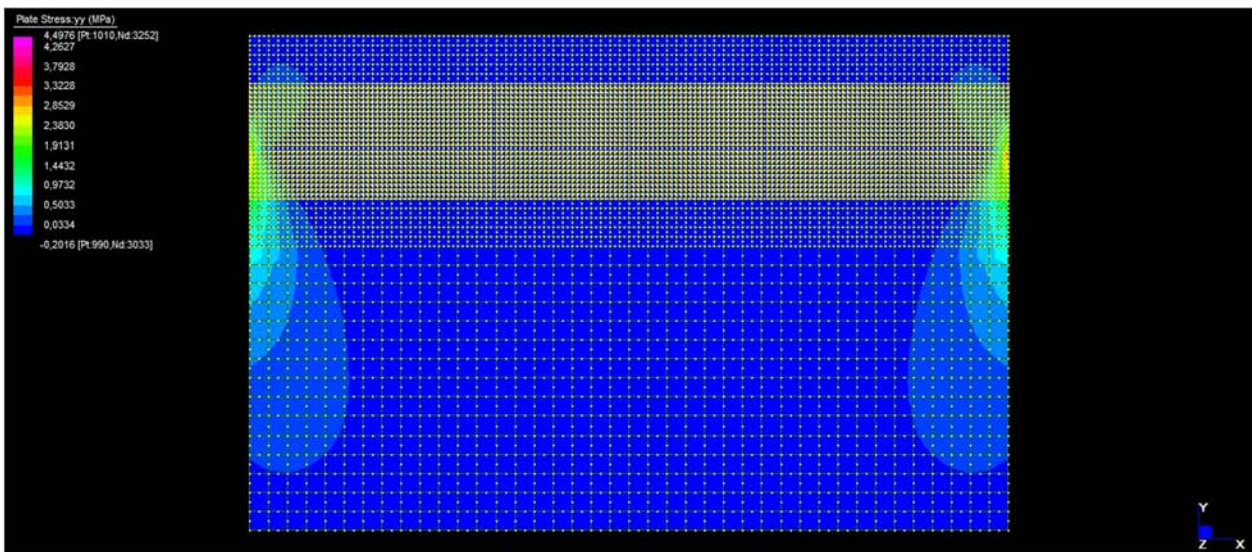


Figura 10.4 Distribuzione delle tensioni normali σ_y lungo la trave composita

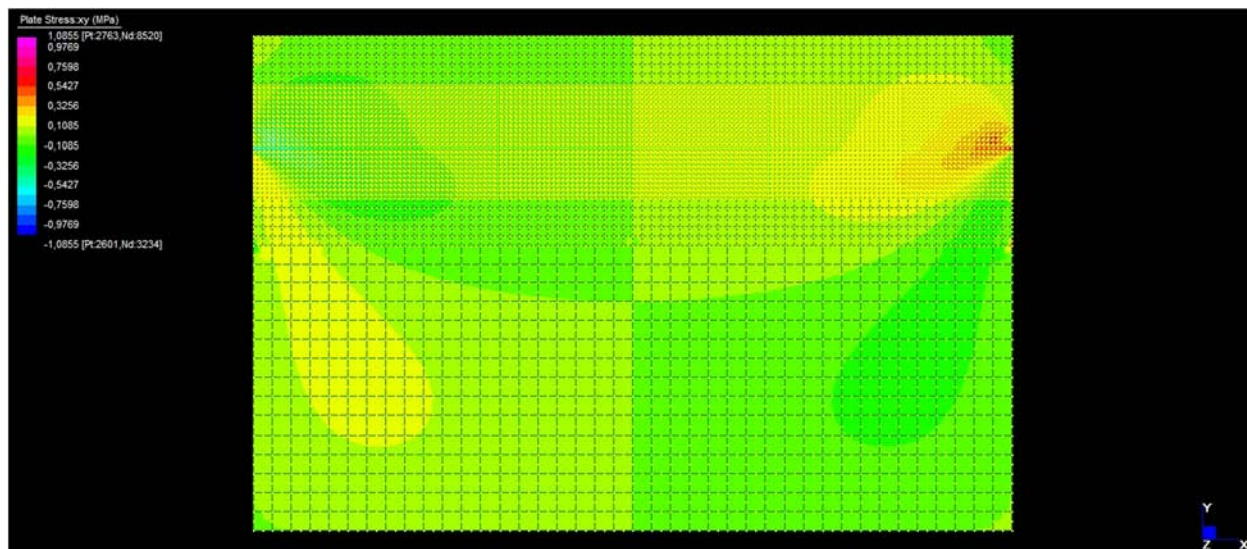


Figura 10.5 Distribuzione degli sforzi taglianti τ_{xy} lungo la trave composita

Le tensioni assiali σ_x all'interfaccia sia dal lato del conglomerato polimerico che da quello del calcestruzzo rimangono costanti per gran parte della campata, ma diminuiscono fino ad annullarsi in prossimità degli estremi della trave. Nel tratto iniziale, infatti, per una lunghezza pari a circa l'altezza complessiva h della trave composta, si ha una variazione della tensione assiale: σ_x ha valore nullo per $x=0$, aumenta progressivamente fino ad $x=h$, per poi assestarsi in misura costante per il resto di lunghezza della trave ($x>h$). Si vuole evidenziare come le tensioni assiali all'interfaccia, nel caso di contrazione termica e a sufficiente distanza dagli estremi della trave, siano positive per il conglomerato polimerico (Figura 10.6) mentre siano negative nel calcestruzzo (Figura 10.7).

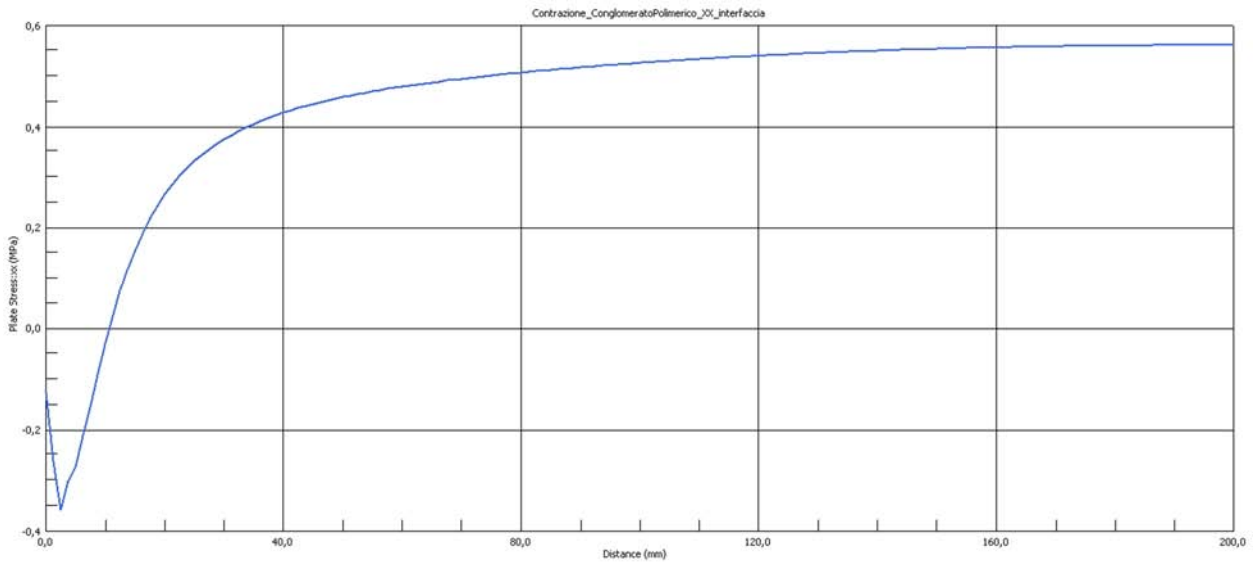


Figura 10.6 Andamento delle tensioni assiali σ_x all'interfaccia per il conglomerato polimerico

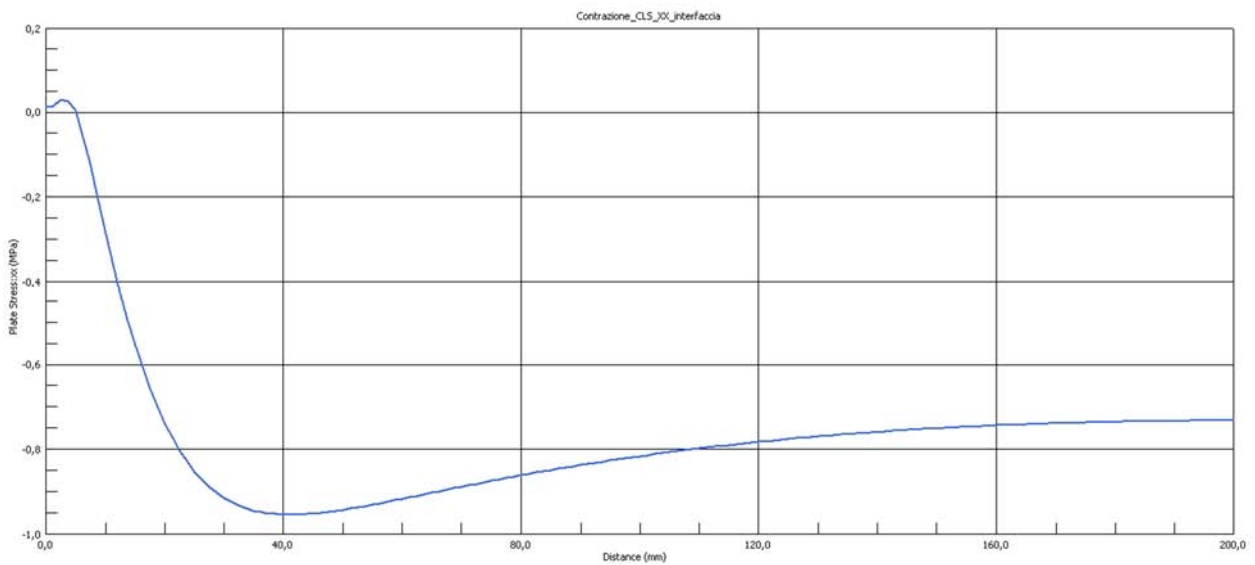


Figura 10.7 Andamento delle tensioni assiali σ_x all'interfaccia per il calcestruzzo

Le tensioni normali al piano nella zona di interfaccia σ_y e gli sforzi taglienti all'interfaccia τ_{xy} sono presenti solo in prossimità delle estremità della trave (Figura 10.8 e 10.9). Sebbene le tensioni normali σ_y non sono massime nella zona di interfaccia, sono quelle che interessano per l'analisi che si vuole eseguire. Le tensioni normali all'interfaccia si sviluppano per una distanza (dal bordo della trave) pari approssimativamente all'altezza della trave. Il massimo valore delle

tensioni normali all'interfaccia lo si raggiunge alle estremità della trave ed è un valore positivo. Appena prima del bordo, invece, si ha un picco negativo molto contenuto.

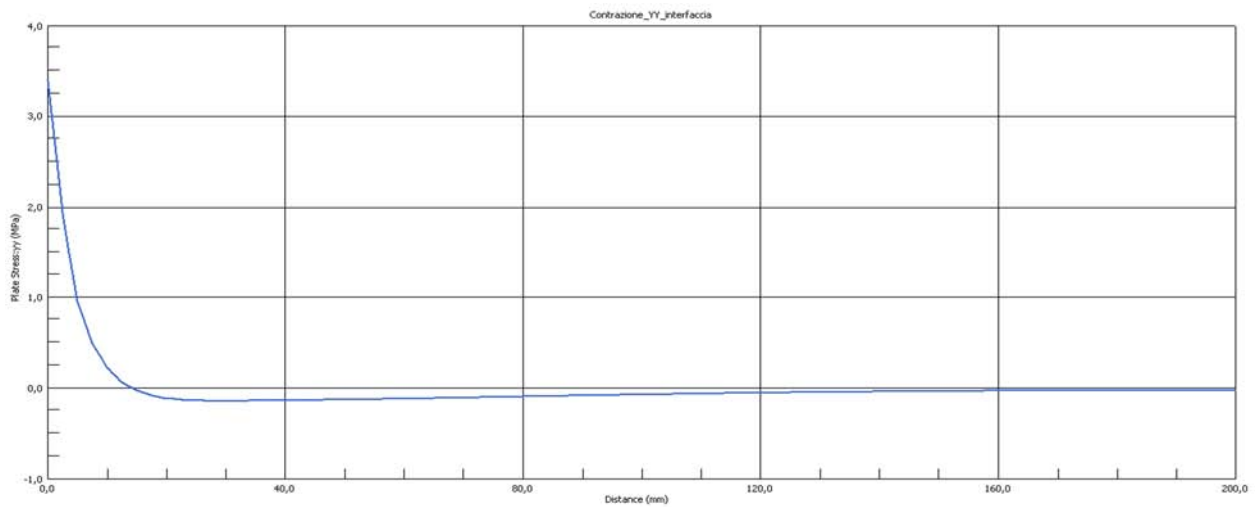


Figura 10.8 Andamento delle tensioni normali al piano σ_y all'interfaccia

Gli sforzi taglienti all'interfaccia τ_{xy} si sviluppano per una distanza (dal bordo della trave) pari a quella delle tensioni normali al piano ovvero pari approssimativamente all'altezza della trave. Inizialmente gli sforzi taglienti incrementano lentamente ma, a mano a mano, che ci avviciniamo alla fine della trave iniziano ad aumentare velocemente. Il massimo valore di sforzo tagliente all'interfaccia si raggiunge in un punto molto prossimo alla fine della trave per poi decrescere rapidamente a zero.

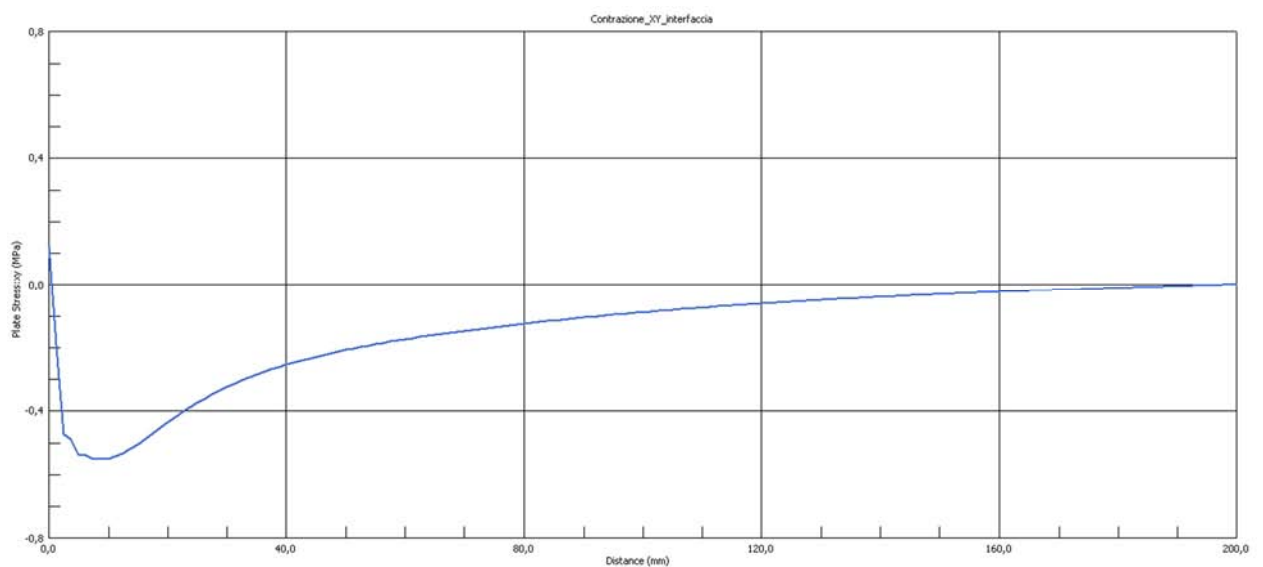


Figura 10.9 Andamento degli sforzi taglienti τ_{xy} all'interfaccia

L'andamento delle tensioni lungo lo spessore della lastra mostra come l'interfaccia tra i due strati sia soggetta alla maggiore sollecitazione di taglio (*Figura 10.10*).

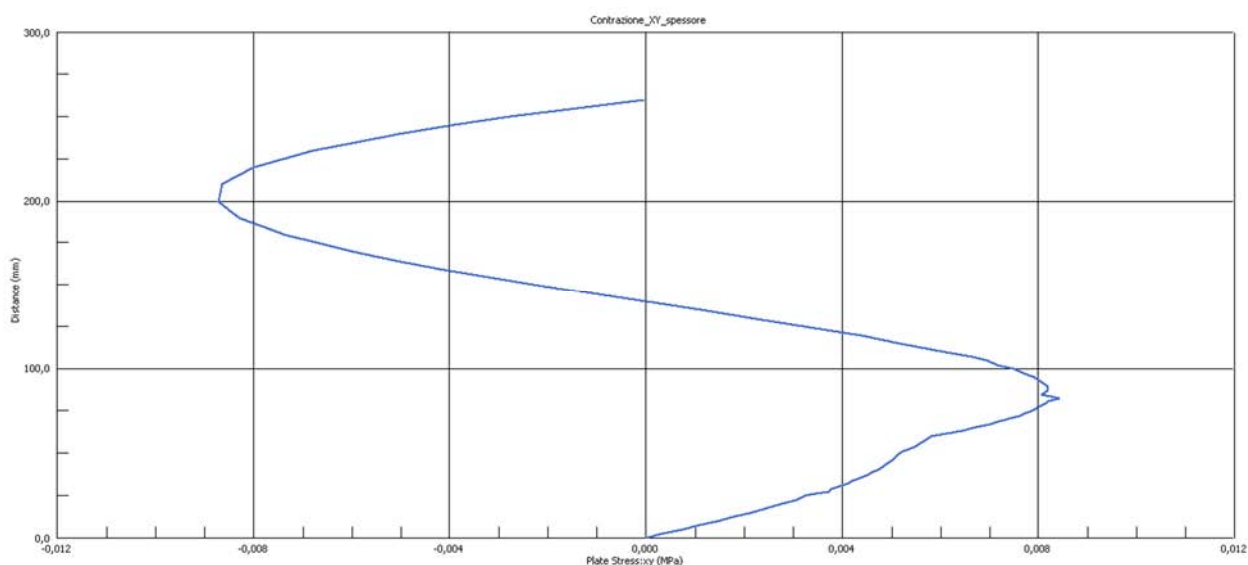


Figura 10.10 Andamento degli sforzi taglianti τ_{xy} lungo lo spessore della trave composta

Le simulazioni eseguite utilizzando il software di calcolo agli elementi finiti *Straus7* hanno confermato quanto ottenuto per via analitica dallo studio condotto *dall'American Concrete Institute*. Si deve rimarcare che l'accuratezza della soluzione che il codice di calcolo fornisce dipende da molti fattori correlati alle scelte effettuate dall'analista. Tuttavia, le risposte ottenute sono estremamente utili perché contribuiscono a chiarire il comportamento meccanico della struttura in seguito a fluttuazioni termiche fornendo, in aggiunta, un'indicazione numerica di riferimento dei parametri fisici. Prendendo in analisi alcuni dati ottenuti dalle simulazioni e confrontandoli con i risultati pubblicati dalla ricerca dell'*A.C.I.* si evince che il problema è stato impostato e affrontato in modo corretto e che i risultati di output sono sufficientemente simili. Per fare un esempio, la ricerca *A.C.I.* illustra che le massime tensioni assiali all'interfaccia nel conglomerato polimerico di poco superiori i 400 psi³¹ pari a circa 3,1 MPa. Nelle simulazioni condotte in questo elaborato le massime tensioni assiali all'interfaccia nel conglomerato polimerico raggiungono gli 1,4 MPa. La differenza di valori tra esperienza analitica e esperienza sperimentale ha molteplici ragioni. Limitando l'elenco alle più importanti, ci si sente in dovere di ricordare: le geometrie della struttura sono diverse, i moduli di rigidità e i coefficienti di dilatazione inseriti sono differenti, la variazione di temperatura non è uguale e così via. Sebbene non sia stato realizzato un confronto vero e proprio utilizzando gli stessi parametri del caso analitico, la simulazione ha consentito di

³¹ P.s.i. è l'acronimo di *pound per square inch*, locuzioni inglese che significa *libbre per pollice quadrato*. È l'unità di misura della pressione nel sistema anglosassone. 1 p.s.i. equivale a 6894,757 Pa pari a circa 6,9 KPa.

raggiungere lo scopo prefissato ovvero localizzare le zone di maggiore criticità dal punto di vista dello stress termico e di individuare un ordine di grandezza dei parametri. Nel caso esaminato di gradiente termico negativo (diminuzione di temperatura), è stato possibile identificare il seguente stato tensionale:

- tensioni assiali di trazione nel conglomerato polimerico (l'intensità maggiore è localizzata nella zona di interfaccia) con conseguente rischio di fessurazione e perdita dell'assoluta protezione dell'impalcato nei confronti dell'acqua proveniente dalle precipitazioni meteoriche;
- tensioni assiali di compressione nel calcestruzzo (l'intensità maggiore è localizzata nella zona di interfaccia).

L'utilizzo di software di calcolo agli elementi finiti ha, inoltre, consentito di affermare che lo stress termico che si genera all'interno di due materiali dotati di differenti coefficienti di dilatazione/contrazione termica è significativamente influenzato dalla differenza di valori tra i due coefficienti, dalla rigidità che possono offrire i singoli materiali e la struttura nel suo complesso e dall'entità della variazione termica. In particolare, lo stress termico sarà maggiore all'aumentare della differenza tra i due coefficienti, all'aumentare della capacità di opporre resistenza alla deformazione offerta dai materiali (rigidità) e all'aumentare della variazione di temperatura. In ultima, è possibile confermare quanto già dichiarato nella ricerca dell'*A.C.I.* ovvero che sia più opportuno utilizzare pavimentazioni di piccolo spessore e a basso modulo di rigidità dal momento che inducono a stati tensionali più lievi.

L'esperienza è stata portata a compimento da ulteriori simulazioni che miravano a determinare il comportamento meccanico generale del sistema di pavimentazione e impalcato quando vivevano gradienti di temperatura positivi. La variazione di temperatura comporta nel sistema una uguale risposta in termini generali (all'aumentare della temperatura l'intero sistema si espande), ma diversificata in termini di intensità in funzione dello strato considerato e della posizione della fibra considerata all'interno di uno stesso strato. In aggiunta, la diversa natura dei materiali e il conseguente diverso coefficiente di dilatazione termica che li caratterizza, rende infatti gli strati suscettibili in maniera differente alle variazioni di temperatura. Il conglomerato polimerico, essendo caratterizzato da un coefficiente di dilatazione maggiore di quello del calcestruzzo, in seguito all'aumento di temperatura, vorrà dilatarsi maggiormente rispetto al calcestruzzo. Dal momento che si è supposto che i due materiali non possano scorrere l'uno sull'altro per motivi di aderenza (nella realtà lo scorrimento avviene in modo parziale), la trave composita sarà soggetta

ad una forza assiale e ad un momento flettente. In particolare, nasce una forza assiale di compressione $-F$ nel conglomerato polimerico e di trazione F nel calcestruzzo applicate laddove è massima la resistenza alla deformazione: nella zona di interfaccia. Dal momento che le forze non sono baricentriche, si sfrutta la validità del principio della sovrapposizione degli effetti per effettuare la scomposizione. Il sistema è quindi composto da una forza $-F$ (o F per il calcestruzzo) applicata in zona baricentrica dello strato in conglomerato polimerico e l'aggiunta di un momento flettente $M=F*h/2$. Il sistema complessivo deve avere effetti equivalenti a quello di partenza.

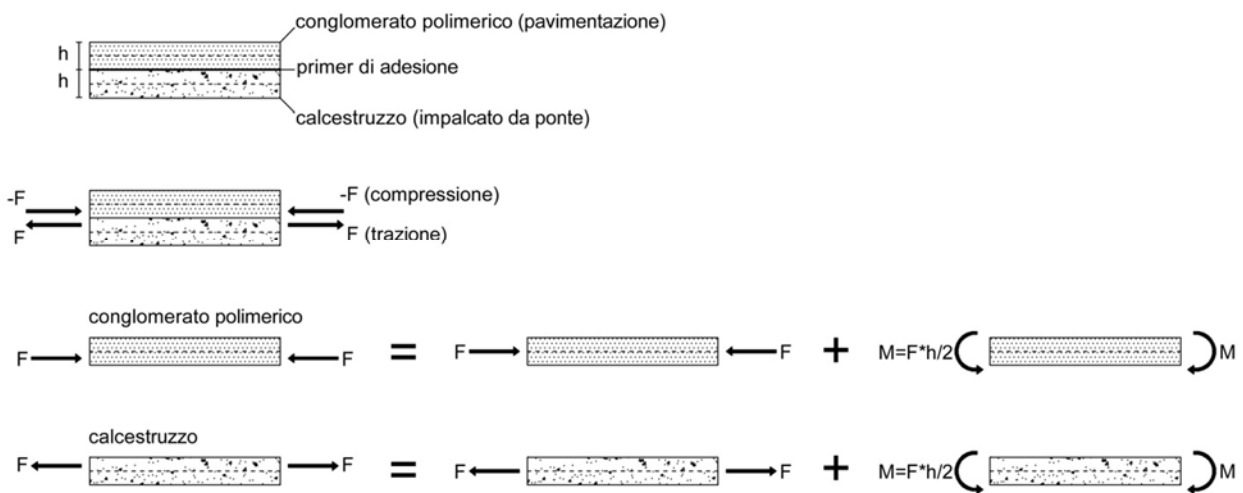


Figura 10.11 Sollecitazioni che nascono su due materiali aventi differenti coefficienti di dilatazione termica in seguito ad un aumento di temperatura. In particolare è rappresentato il caso di conglomerato polimerico e calcestruzzo.

La situazione descritta è stata anch'essa confermata nelle fasi di post-processing e visibile nell'immagine della struttura deformata di *Figura 10.12*. Si vuole sottolineare come la deformazione della struttura sia stata volutamente amplificata al solo fine di comprenderne meglio il fenomeno simulato.

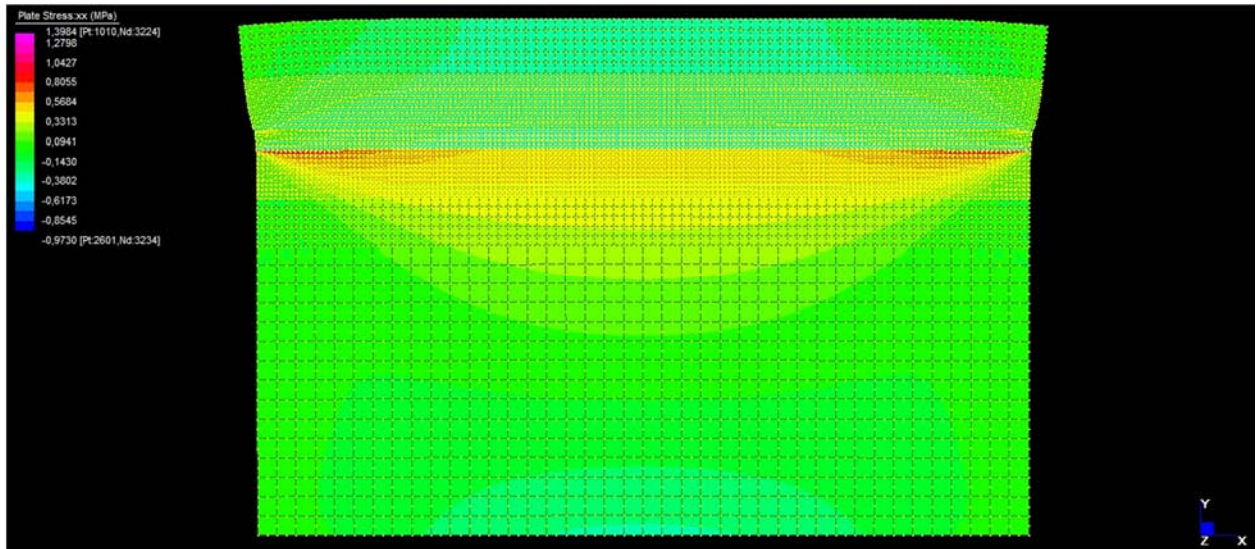


Figura 10.12 Deformata della trave composita durante la dilatazione termica. La struttura è soggetta ad una forza assiale e ad un momento flettente

Si desidera presentare anche gli altri risultati ottenuti dalla simulazione strutturale, in particolare l'andamento delle tensioni assiali σ_x (Figura 10.13) lungo la trave composita, l'andamento delle tensioni normali σ_y (Figura 10.14) e gli sforzi taglienti τ_{xy} (Figura 10.15).

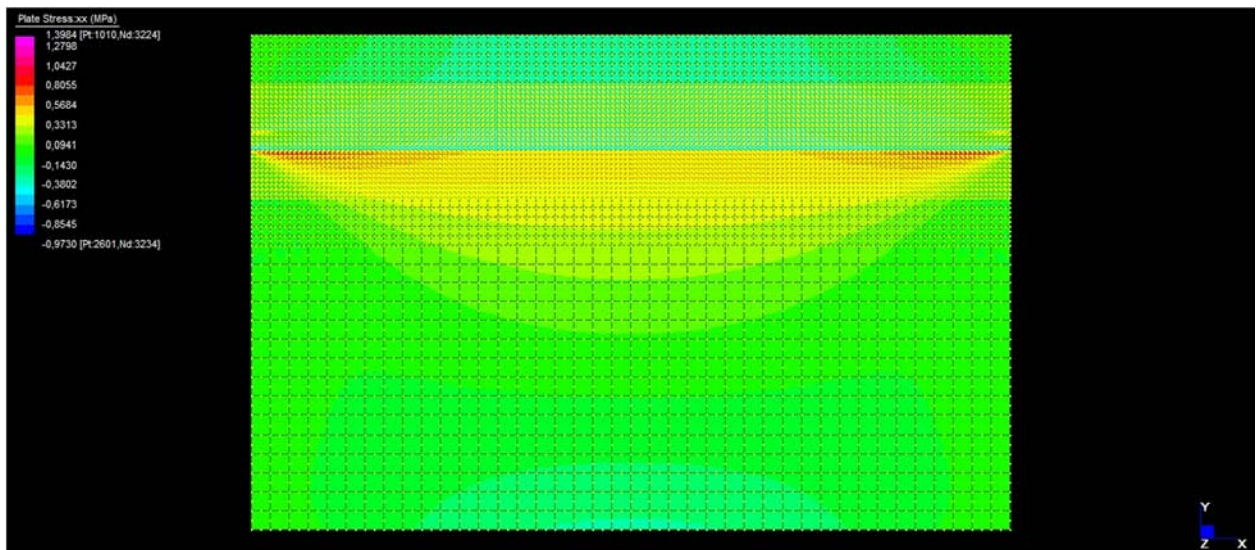


Figura 10.13 Distribuzione delle tensioni assiali σ_x lungo la trave composita

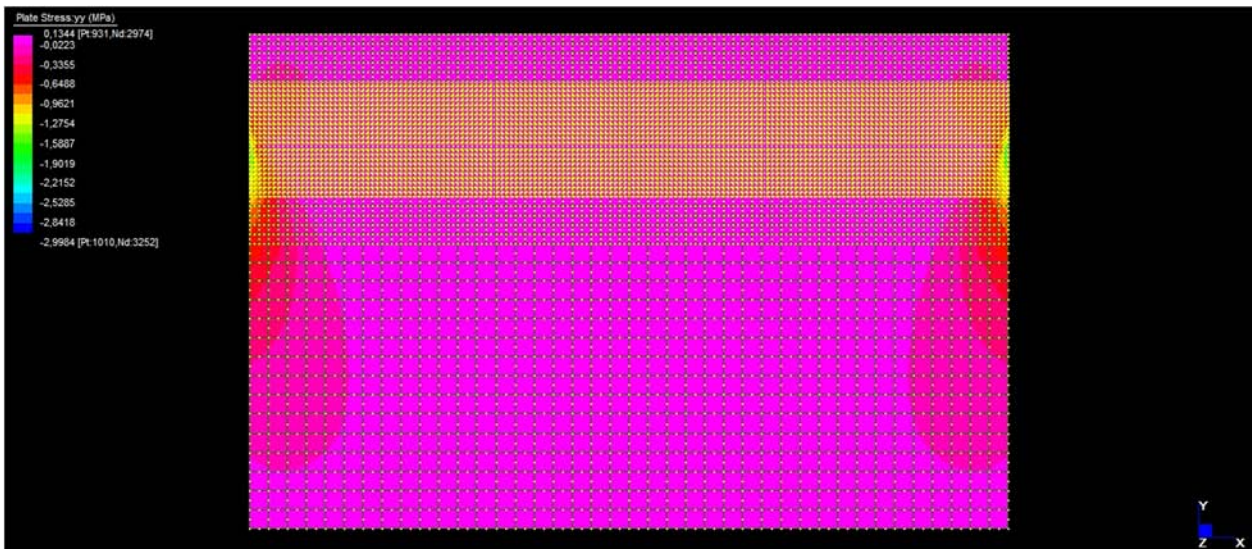


Figura 10.14 Distribuzione delle tensioni normali σ_y lungo la trave composita

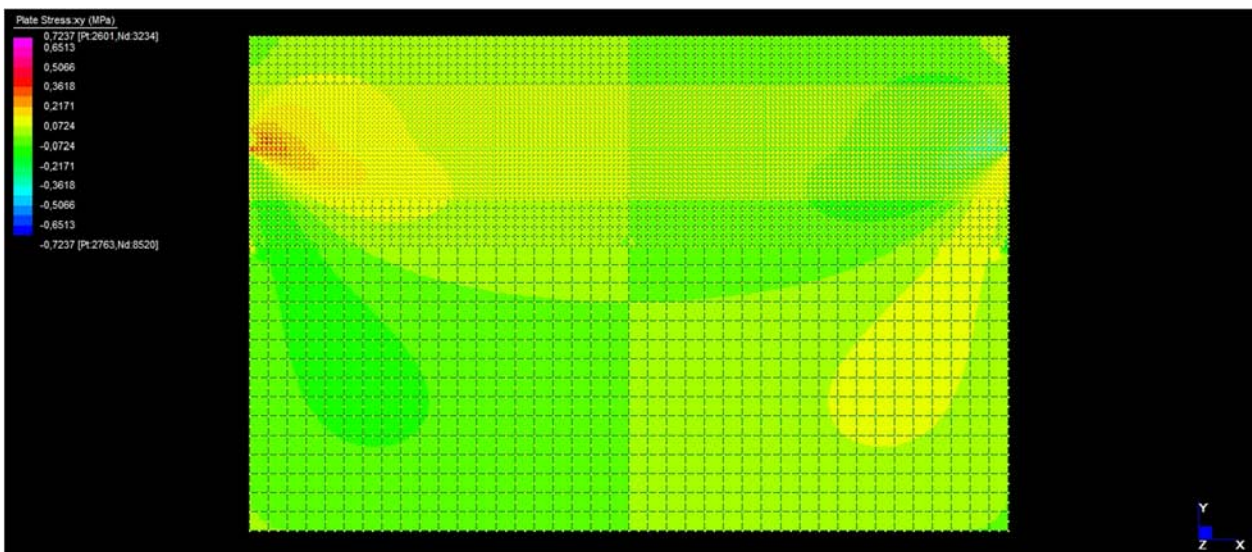


Figura 10.15 Distribuzione degli sforzi taglianti τ_{xy} lungo la trave composita

Nel caso esaminato di gradiente termico positivo (aumento di temperatura), è stato possibile identificare il seguente stato tensionale:

- tensioni assiali di compressione nel conglomerato polimerico (l'intensità maggiore è localizzata nella zona di interfaccia);
- tensioni assiali di trazione nel calcestruzzo (l'intensità maggiore è localizzata nella zona di interfaccia) con conseguente rischio di fessurazione e perdita dell'assoluta integrità del

materiale con conseguente rischio di innescare processi di diffusione e trasporto degli agenti inquinanti.

11 CONCLUSIONI

Questo elaborato si propone di verificare la possibilità di superare il concetto di semplice “materiale per l'impermeabilizzazione” conferendo a quest'ultimo, mediante un'opportuna formulazione chimica, una più ampia accezione e funzione, ossia quella di “materiale capace di sostenere anche il transito del traffico veicolare”. La nuova composizione, in grado di soddisfare efficacemente la duplice mansione, viene chiamata *conglomerato polimerico* e consiste in un materiale composito nel quale elementi lapidei sono tenuti insieme da una matrice polimerica. La scelta di corredare la funzione di impermeabilizzante alla transitabilità ha certamente conferito maggiore semplicità ed efficacia al sistema complessivo. L'impermeabilizzazione così realizzata con caratteristiche di assoluta durabilità ed opportunamente irruvidita in superficie, costituisce essa stessa lo strato di usura della definitiva pavimentazione del ponte, eliminando così la problematica del degrado di sovrastrutture e sottostrutture per ristagno delle acque meteoriche. L'utilizzo di questa tecnologia, infatti, fa sì che tutte le acque risultino, di fatto, acque superficiali e che esse, con opportune pendenze e con l'ausilio di caditoie, possano defluire velocemente dalla sede stradale garantendo così massima sicurezza alla circolazione dei mezzi e protezione durevole all'intera struttura.

Sebbene questi materiali siano, ad oggi, scarsamente impiegati in ambito stradale – registrando infatti, a livello mondiale, solo sporadiche applicazioni – gli studi, seppur a livello meramente teorico-dottrinale, non mancano in materia. E' stato pertanto possibile effettuare un'ampia ricerca bibliografica preliminare al fine di comprendere punti di forza e debolezze del materiale.

In linea del tutto generale, i materiali polimerici garantiscono una pavimentazione dagli spessori piuttosto ridotti e, di conseguenza, apportano un minor peso complessivo alla struttura. Inoltre, i prodotti polimerici possono essere stesi in opera tramite un'operazione di spruzzatura o stesura senza dover ricorrere alla preformatura industriale; garantiscono un minor tempo di posa rispetto ad analoghi prodotti a matrice bituminosa poiché i polimerici non necessitano di calore e induriscono a temperatura ambiente per mezzo di semplici agenti catalizzatori. La rapidità di po-

sa assicura altresì la riduzione dei periodi di inattività dell'opera stradale per lavori di ripristino del manto che causano, soprattutto su itinerari di grande circolazione, numerosi problemi di spostamento agli utenti. I materiali polimerici presentano notevoli caratteristiche chimiche come elevata adesione al supporto anche in presenza di forte umidità ed ottima resistenza agli agenti aggressivi. Allo stesso tempo, essi si caratterizzano altresì per una eccellente durabilità.

Nonostante lo splendido biglietto da visita del conglomerato polimerico sul piano fisico, chimico e meccanico, nel corso degli anni si è registrato un mancato decollo nell'utilizzo dello stesso in ambito stradale. La scarsa diffusione su scala mondiale potrebbe risiedere negli alti costi di produzione delle materie prime, decisamente più elevati rispetto a quelli di materiali tradizionali come conglomerato bituminoso o calcestruzzo. Inoltre, l'impiego di nicchia del conglomerato polimerico, esclusivamente su ponti e viadotti stradali, ha frenato l'approfondimento di ricerche e l'avvio di studi più specializzati attorno a questo materiale. I progettisti si sono pertanto affidati all'utilizzo del più consolidato conglomerato bituminoso il quale gode di maggior versatilità, vasto bagaglio bibliografico ed affidabili fonti normative.

Il principale scopo di codesto elaborato di tesi è quello di fornire, attraverso prove sperimentali, una prima caratterizzazione fisico-meccanica ad una o più miscele inedite a base di legante polimerico, progettate e confezionate all'interno del laboratorio.

Le miscele proposte ed utilizzate nelle sperimentazioni possono variare per la tipologia di aggregato (sabbia di quarzo, sabbia e pietrisco di calcare, scoria di acciaieria) e per la tipologia e quantità di legante (polimerico o bituminoso). Il quadro normativo per la progettazione e il confezionamento dei provini è pressoché assente. Si è dunque proceduto, in primo luogo, alla definizione delle caratteristiche che un provino doveva presentare e, di conseguenza, alla scelta della loro forma. In secondo luogo, il lavoro è proseguito verso la ideazione di un protocollo di realizzazione e confezionamento che potesse risultare il più affidabile possibile e che altresì garantisse la riuscita di provini omogenei dal punto di vista chimico, fisico e meccanico. La definizione della forma dei campioni è stata il risultato di molteplici valutazioni che hanno tenuto in considerazione la riproducibilità in scala ridotta delle condizioni reali di esercizio, i macchinari presenti in laboratorio, la tipologia e la quantità di materiale disponibile. Le tipologie selezionate ricalcano le geometrie dei provini in conglomerato bituminoso tradizionalmente adottati nelle prove sperimentali di laboratorio: campioni cilindrici e prismatici.

Le attività di ricerca sono poi state indirizzate verso la definizione di alcune esperienze pensate *ad hoc* per caratterizzare prestazionalmente i materiali oggetto di studio. Lo scopo di un laboratorio è quello di eseguire prove sperimentali al fine di individuare opportuni indicatori che

possano descrivere ingegneristicamente una miscela e che ricostruiscano fedelmente le condizioni a cui la miscela stessa sarà sottoposta nella realtà. Tuttavia, il comportamento di un materiale risulta difficile da prevedere con esattezza dal momento che numerose sono le variabili indipendenti. In laboratorio non è possibile realizzare prove che tengano in considerazione tutte le variabili presenti nella realtà, di conseguenza si cerca di individuare ed isolare i fattori che maggiormente influenzano la condotta. A seconda delle condizioni che si vogliono ricreare, una tipologia di prova risulterà più opportuna di un'altra. Ad oggi non vi è alcuna normativa di riferimento per l'esecuzione di test sperimentali in laboratorio aventi ad oggetto lo studio e le osservazioni in ordine alla rigidità di miscela, alla valutazione della vita a fatica e alla determinazione di un parametro rappresentativo della dilatazione termica del materiale per un conglomerato polimerico. Motivo questo per cui, in alcuni casi, la normativa cui si è fatto riferimento è stata quella italiana ed europea in materia di conglomerato bituminoso. La scelta di adottare la normativa in tema di conglomerato bituminoso per alcune prove sperimentali risulta ponderata, soprattutto alla luce delle similarità che caratterizzano il conglomerato polimerico oggetto di codesto studio e il conglomerato bituminoso a livello di composizione strutturale (entrambi i materiali sono costituiti da legante e da aggregati lapidei della medesima qualità e quantità), di reologia (entrambi i materiali sono caratterizzati da una natura visco-elastica con conseguente analoga risposta meccanica) e di modalità di applicazione dei carichi una volta posti in esercizio.

La prima esperienza condotta aveva il proposito di fornire un quadro generale rappresentativo della rigidità meccanica delle miscele proposte. Alla luce dei risultati ottenuti attraverso prove sperimentali eseguite su provini cilindrici - in conformità con la normativa UNI EN 12697-26 Annesso C - è possibile effettuare un confronto tra i valori medi dei moduli rigidezza a trazione indiretta di ogni miscela polimerica proposta con i valori medi ottenuti su campioni cilindrici realizzati con un conglomerato bituminoso di tipo tradizionale, avente medesime qualità e quantità di aggregato. Eminente risulta la discrepanza, pari approssimativamente ad un ordine di grandezza, tra la rigidità del materiale polimerico studiato e di un conglomerato bituminoso tradizionale. In particolare, in seguito all'applicazione di un carico, emerge la maggiore deformabilità dei materiali polimerici testati rispetto a quelli bituminosi. Il compito di stabilire se la rigidità del materiale testato sia adeguata all'utilizzo ipotizzato non è di facile definizione. Se da un lato, valori di modulo di rigidezza inferiori garantiscono alla pavimentazione una migliore interazione con il suo supporto - a seguito di fluttuazioni di temperatura, infatti, nascono stati tensionali più contenuti che garantiscono una maggiore efficacia e longevità al rivestimento - dall'altro, valori di modulo di rigidezza superiori assicurano minor deformabilità del piano viabile stradale con

conseguente beneficio in termini di regolarità di marcia e, di conseguenza, di sicurezza per l'utente. Inoltre, è stata riscontrata la sussistenza di una relazione tra la temperatura e il modulo di rigidità del materiale. Sebbene il legante sia un copolimero facente parte della macrocategoria dei polimeri termoindurenti altamente reticolati (la cui polimerizzazione blocca irreversibilmente la mobilità molecolare e quindi, una volta sagomati i provini, dovrebbero essere meccanicamente insensibili alle variazioni termiche per temperature al di sotto di quella limite di decomposizione del materiale), all'aumentare della temperatura i valori di modulo di rigidità a trazione indiretta registrati diminuiscono. Una possibile spiegazione potrebbe risiedere nel fatto che, vista la considerevole quantità di additivi presenti in miscela, di fatto esiste una parte di catene non connessa ad altre tramite legami primari, ma solo attraverso legami deboli; va da sé che un aumento di temperatura rende lo scorrimento di queste catene più facile, il che, a livello macroscopico, si traduce in una maggiore facilità di deformazione. Per i motivi poc'anzi ipotizzati è possibile affermare che, al variare della temperatura, il materiale polimerico testato evidenzia un comportamento meccanico, espresso attraverso un modulo di rigidità a trazione indiretta, caratterizzato da una spiccata suscettività termica in analogia con il conglomerato bituminoso. Al diminuire della temperatura il materiale si fa maggiormente rigido; all'aumentare della temperatura si verifica il fenomeno contrario.

La seconda esperienza si proponeva di studiare la reazione delle miscele ai carichi dinamici attraverso l'esecuzione di prove di fatica. I test di fatica condotti in laboratorio – in conformità alla normativa UNI EN 12697-24 - possono essere eseguiti secondo due modalità di controllo: tensione imposta o deformazione imposta. La prova a controllo di tensione è la più utilizzata per la valutazione della vita a fatica di pavimentazioni stradali ad alto spessore in quanto riproduce in modo più fedele le modalità di applicazione del carico. La prova a controllo di deformazione è invece più diffusamente adottata per la valutazione della vita a fatica di pavimentazioni stradali sottili. Ciò si spiega alla luce del fatto che la risposta di uno strato sottile ai carichi applicati dipenda dal tipo di sottofondo (o dall'impalcato nel caso di un ponte stradale): la durata della pavimentazione sarà tanto maggiore quanto quest'ultima sarà capace di recuperare le deformazioni dopo lo scarico. Di conseguenza, un materiale con buona elasticità, non necessariamente troppo rigido, sembrerebbe garantire migliori prestazioni in questa modalità di prova. La pavimentazione oggetto di valutazione a fatica in questo elaborato di tesi dovrà essere stesa, in strato sottile, su un impalcato da ponte stradale. Il ruolo della pavimentazione sarà quello di trasferire i carichi provenienti dal passaggio del traffico veicolare direttamente all'impalcato da ponte garantendo, al contempo, sufficiente regolarità di marcia. Questa situazione può essere studiata in laboratorio

attraverso una prova di fatica condotta in condizioni di deformazione imposta. Ciò spiega la scelta, quantomeno a livello iniziale, di procedere con l'esecuzione delle prove di fatica secondo tale modalità di esecuzione. Le prove condotte secondo queste condizioni al contorno hanno dato come risultato delle curve che avevano la tendenza ad assestarsi, dopo diverse migliaia o milioni di cicli, attorno ad un valore di modulo di rigidità complessivo troppo alto senza, pertanto, raggiungere il valore di rottura prefissato e, quindi, portare a fine vita il provino. Il comportamento descritto è caratteristico di prove di fatica eseguite con valori di deformazione troppo bassi: per portare a rottura il materiale sarebbe stato necessario incrementare le deformazioni imposte. Tuttavia, l'aumento dell'entità delle deformazioni non è stato possibile. Appurato che il macchinario adottato, la cui struttura e sensoristica è ottimizzata per l'esecuzione delle prove con provini in conglomerato bituminoso, presentava eccessive vibrazioni quando sottoposto alla massima deformazione imposta, necessaria è stata l'interruzione della prova dopo un migliaio di cicli. Non è pertanto stato possibile definire un *range* di lavoro che consentisse di determinare le leggi di vita a fatica su provini prismatici di conglomerato polimerico nelle prove flessionali su quattro punti condotte in controllo di deformazione. Giova sottolineare che i macchinari progettati in conformità alla normativa europea UNI EN 12697-24 - Annesso D risultano inadeguati allo studio del comportamento a fatica del materiale polimerico, oggetto di codesto studio, in controllo di deformazione in quanto le massime deformazioni impostabili nel software non spingevano il materiale in criticità.

Sebbene non sia stato possibile definire delle leggi di fatica sperimentali per le prove eseguite in controllo di deformazione sul conglomerato polimerico, siamo in grado di effettuare un confronto tra il comportamento a fatica osservato e quello di un conglomerato bituminoso. Alla luce dei risultati ottenuti è plausibile ipotizzare che il materiale polimerico si possa adattare meglio all'utilizzo come rivestimento carrabile sottile di un impalcato da ponte rispetto ad un materiale bituminoso. Ciò in quanto il materiale polimerico stesso si è rivelato maggiormente elastico e longevo quando sottoposto a carichi ripetuti. Quelle appena descritte sono caratteristiche necessarie per una pavimentazione la cui funzione è trasferire i carichi provenienti dal passaggio del traffico veicolare all'impalcato da ponte stradale e recuperare le deformazioni dopo lo scarico senza compromettere la propria integrità. Preme sottolineare, tuttavia, che si rendono necessari ulteriori studi per avere un quadro più completo della riproduzione del fenomeno in laboratorio; in particolare, dovrebbe essere sviluppata l'analisi e lo studio circa le modalità di prova a controllo di deformazione al fine, così, di comprendere meglio il problema del danneggiamento per fatica di pavimentazioni sottili in conglomerato polimerico.

Nonostante le ragioni per cui si è deciso di effettuare le prove di fatica in controllo di deformazione siano già state più volte spiegate, si è inoltre scelto di effettuare le medesime prove in controllo di tensione volendo verificare se, almeno in questa modalità, fosse possibile definire delle leggi di fatica secondo l'approccio fenomenologico. Il gran numero di prove eseguite, con parametri di input molto differenti tra loro, ha consentito di individuare un campo di lavoro in grado di descrivere sufficientemente bene il comportamento a fatica di provini prismatici realizzati con la miscela polimerica proposta ed ha altresì fornito i dati per poter procedere alla costruzione della curva di fatica.

Durante le sperimentazioni è stata rilevata una problematica che mina l'affidabilità e l'attendibilità dei risultati delle prove di fatica condotte, sia in controllo di deformazione, sia in controllo di tensione: la mancanza di uno specifico protocollo normato per il confezionamento dei campioni. A dispetto di un'accurata riflessione quanto alla metodologia di lavoro da adottare, la mancanza di una procedura studiata *ad hoc* per garantire la riduzione al minimo dell'errore dell'operatore nel confezionamento dei campioni ha determinato degli esiti imprevisti: i provini risultavano essere caratterizzati da valori di rigidezza iniziali molto dissimili tra loro condizionando in modo significativo l'andamento delle prove e di conseguenza l'attendibilità dei risultati. Si è osservato quanto sia sussistente e forte il legame rigidezza-vita a fatica del materiale; in particolare, maggiore è la rigidezza del provino, maggiore sembra essere la sua resistenza ai carichi ripetuti nel tempo. Per aumentare il grado di attendibilità dei risultati, non riuscendo ad intervenire sul protocollo di realizzazione dei provini, si è proceduto alla classificazione dei campioni secondo la loro rigidezza iniziale, al fine di creare dei gruppi omogenei per caratteristiche meccaniche. Secondo questa modalità poi si è proceduto allo studio della vita a fatica, ottenendo risultati sufficientemente attendibili.

La terza esperienza aveva lo scopo di ricercare un parametro rappresentativo della dilatazione termica delle diverse miscele proposte. La mancanza di fonti normative specifiche per la determinazione del coefficiente di dilatazione termica di un conglomerato polimerico nonché di adeguate attrezzature per l'esecuzione della sperimentazione ha sin dal principio fatto emergere notevoli criticità. L'elaborazione di un protocollo di esecuzione, studiato appositamente per ridurre al minimo l'influenza delle stesse, si è rivelato pertanto necessario. Per la preparazione di tale procedura si è fatto riferimento alle prescrizioni indicate da normative redatte per i medesimi scopi ma con altre tipologie di materiale. I risultati ottenuti dalle prove di laboratorio hanno messo in luce la bontà del protocollo in quanto i valori di coefficiente di dilatazione termica ottenuti per il bitume e per il calcestruzzo sono coincidenti o sufficientemente simili ai valori riportati nei

testi di letteratura. Si suppone dunque che la procedura che ha portato ai valori dei coefficienti di dilatazione termica per le miscele inedite sia attendibile.

Intuitivamente, prima della sperimentazione, ci si aspettava che i coefficienti di dilatazione/contrazione termica potessero essere influenzati dal rapporto tra la quantità di legante e la quantità di materiale di aggregato: un maggiore contenuto di legante si supponeva comportasse un incremento nei valori dei coefficienti. Queste ipotesi si sono rivelate veritiere: il coefficiente di dilatazione termica lineare sembra accrescere all'aumentare del quantitativo di legante a parità di tipologia e quantità di materiale di aggregato. Inoltre, in linea generale, si può ragionevolmente ipotizzare che materiali realizzati con legante polimerico abbiano un comportamento maggiormente dilatatorio rispetto ad analoghi materiali con legante di origine bituminosa.

Un successivo sviluppo della sperimentazione potrebbe essere quello di ottimizzare il protocollo di realizzazione delle prove, sia affinandone la procedura, sia verificandone ulteriormente l'affidabilità dei risultati attraverso l'analisi di un quantitativo maggiore di dati. Si auspica che, in futuro, possano essere effettuati più studi in materia. Le nuove ricerche potrebbero avvalersi di una cella termica con controllo della velocità di variazione della temperatura nel tempo (dT/dt), sebbene si tratti di un'apparecchiatura difficilmente acquistabile per un laboratorio universitario a causa dell'elevato costo di mercato; trasduttori di spostamento di più recente concezione; una centralina di gestione che sia in grado di governare contemporaneamente tutti e tre i canali necessari alla prova: temperatura, spostamenti e tempo. Infatti, le prove sono state condotte attraverso una sincronizzazione manuale tra le variabili temperatura, spostamenti e tempo con inevitabile componente di errore. In aggiunta, questa limitazione obbligava a trascrivere manualmente alcuni dati in output con conseguente minor frequenza di campionamento e di conseguenza di accumulo di dati.

A completamento delle esperienze precedentemente esposte riguardo la determinazione dei coefficienti di dilatazione termica lineare e l'ottenimento di parametri rappresentanti la rigidità di una miscela, è stata condotta un'analisi simulativa avvalendosi di un software di calcolo agli elementi finiti *Straus7*. L'analisi si propone di determinare qualitativamente lo stato tensionale che nasce all'interfaccia tra la pavimentazione in conglomerato polimerico e l'impalcato da ponte in calcestruzzo - dotati di un diverso coefficiente di dilatazione termica - al variare della temperatura esterna. È doveroso ricordare che l'accuratezza della soluzione che il codice di calcolo fornisce dipende da molti fattori correlati alle scelte effettuate dall'analista per riuscire a rappresentare in modo più fedele possibile il comportamento meccanico reale del problema. Per questi motivi, i risultati ottenuti da questa analisi devono essere presi con cautela dal momento che ine-

vitabili semplificazioni, sebbene ponderate e giustificate, portano a risultati non reali. Lo studio risulta utile ai fini di confermare il comportamento generale - già oggetto di osservazione ed analisi da parte di ricercatori internazionali e pubblicato su riviste scientifiche – ma anche ai fini di fornire un ordine di grandezza di riferimento per tensioni e deformazioni. In generale, sia per quanto concerne la contrazione che per la dilatazione termica, la variazione di temperatura comporta nel sistema una risposta pressoché uguale in termini generali (al diminuire della temperatura l'intero sistema si contrae; all'aumentare, dilata), ma diversificata in termini di intensità in funzione dello strato considerato e della posizione della fibra presa in considerazione all'interno di uno stesso strato. La diversa natura dei materiali e il conseguente diverso coefficiente di contrazione/dilatazione termica che li caratterizza, rende infatti gli strati suscettibili in maniera differente alle variazioni di temperatura. Le simulazioni eseguite utilizzando il *software* di calcolo agli elementi finiti hanno confermato quanto ottenuto per via analitica dallo studio condotto dall'*American Concrete Institute* mettendo così in luce la bontà dell'impostazione del problema. Le simulazioni strutturali hanno consentito di raggiungere lo scopo prefissato, ovvero localizzare le zone di maggiore criticità dal punto di vista dello stress termico ed individuare un ordine di grandezza dei parametri. E' possibile altresì affermare che lo stress termico che si genera all'interno di due materiali dotati di differenti coefficienti di dilatazione/contrazione termica è significativamente influenzato dalla differenza di valori tra i due coefficienti, dalla rigidità potenzialmente offerta dai singoli materiali e dall'entità della variazione termica. In particolare, lo stress termico sarà maggiore in relazione a: a) l'aumentare della differenza tra i due coefficienti; b) l'aumentare della capacità di opporre resistenza alla deformazione offerta dai materiali (rigidità); c) l'aumentare della variazione di temperatura. E' infine possibile confermare quanto già asserito nella ricerca dell'*A.C.I.* ovvero che sia più opportuno utilizzare pavimentazioni di piccolo spessore e a basso modulo di rigidità poiché queste ultime inducono a stati tensionali più lievi.

Da ultimo si vuole evidenziare come il legante a base polimerica preso in esame per le sperimentazioni sia un legante di natura epossipoliuretana già in commercio per la realizzazione di una malta sintetica (prevalentemente utilizzata come riempimento per giunti di dilatazione di ponti stradali). In questa tesi tale legante ha rappresentato la base di partenza per tutte le miscele polimeriche realizzate le quali, di volta in volta, sono state opportunamente modificate attraverso l'inserimento di differenti tipologie di aggregato. Va tuttavia sottolineato come si sia sentita la mancanza di una vera analisi chimica del legante. Infatti, la grande varietà di polimeri che l'industria moderna è in grado di offrire ci consente di ottenere leganti caratterizzati da proprietà

estremamente diversificate. Per questi motivi, alcuni materiali polimerici si presentano rigidi, forti e dimensionalmente stabili mentre altri sono flessibili, teneri e facilmente deformabili. Dalle proprietà della miscela è possibile risalire fino alla struttura chimica delle macromolecole, ossia al tipo di atomi ed alle loro connessioni, ma anche a caratteristiche strutturali come lunghezza media delle macromolecole ed eventuali ramificazioni presenti. Tuttavia, nelle miscele più spinte, dove alle resine sintetiche di base vengono mescolate sostanze dall'aspetto fisico e dalle proprietà fisiche e chimiche diversissime - quali altre resine, inerti di riempimento, acceleranti, coloranti, plastificanti - risulta difficile il riconoscimento partendo dalla semplice analisi degli effetti meccanici. Con questo si vuole mettere in luce come non sia sufficiente avere a disposizione un legante ma come sia invece necessario poter selezionare il legante commerciale di modo che quest'ultimo possa meglio adattarsi all'applicazione prevista o, nella migliore delle ipotesi, progettare e realizzare una composizione *ad hoc*.

BIBLIOGRAFIA E TESTI CONSULTATI

- ARNAUD, L., e A. HOUEL. *Modelling of pavement materials on steel deck using the five-point bending test: thermo mechanical evolution and fatigue damage*. Articolo di Ricerca Scientifica, Lyon: IOP Publishing Ltd, 2010.
- ARTAMENDI, I., e H. KHALID. *Characterization of fatigue damage for paving asphaltic materials*. Articolo di Ricerca Scientifica, Liverpool: Blackwell Publishing Inc., 2005.
- ASTM831. *Standard test method for linear thermal expansion of solid materials by thermomechanical analysis*. West Conshohocken: ASTM, 2003.
- BESSEGATO, N. *Approccio integrato meccanico-volumetrico nel progetto dei conglomerati bituminosi per uso stradale*. Tesi di laurea, Padova: Università degli Studi di Padova, 2012.
- BRAGAGLIA, M. *Studio del comportamento visco-elastico del conglomerato bituminoso con il metodo degli elementi distinti particellari*. Tesi di dottorato, Bologna: Università degli Studi di Bologna, 2007.
- CECCATO, N. *Indagine sperimentale sulla vita a fatica di miscele bituminose convenzionali ad alte prestazioni*. Tesi di laurea, Padova: Università degli Studi di Padova, 2012.
- CESOLINI, E., P. BERNARDINETTI, e C. SARTORI. *Misura per confronto della durata a fatica delle miscele per le pavimentazioni*. Articolo di Ricerca Scientifica, Cesano (Roma): Anas S.p.A., s.d.
- CHEN, D., S. CHENG, e T. D. GERHARDT. «Thermal Stresses in laminated beams.» *Journal of thermal stresses*, 1982: Vol. 5, N. 1.
- CHIANGMAI, C. *Fatigue-fracture relation on asphalt concrete mixtures*. Tesi di laurea, Urbana, Illinois: University of Illinois, 2010.

- CHOI, D., D. W. FOWLER, e D. L. WHEAT. «Thermal stresses in polymer concrete overlays.» In *Properties and Uses of Polymers Concrete*, di J. J. FONTANA, A. O. KAEDING e P. D. KRAUSS. Farmington Hills: American Concrete Institute, 1996.
- CNR62. *Determinazione della massa volumica apparente di aggregati non addensati*. Consiglio Nazionale delle Ricerche, s.d.
- CNR63. *Determinazione della massa volumica apparente dei granuli di un aggregato*. Consiglio Nazionale delle Ricerche, s.d.
- CNR64. *Determinazione della massa volumica reale dei granuli di un aggregato*. Consiglio Nazionale delle Ricerche, s.d.
- DE ROSSI, R. *Caratterizzazione dinamica con prova a flessione su quattro punti di miscele bituminose*. Tesi di laurea, Padova: Università degli Studi di Padova, 2010.
- DEZI, L. *I ponti a sezione composta acciaio-calcestruzzo. Stato attuale e prospettive future*. Appunti, Ancona: Università Politecnica delle Marche, s.d.
- DHIR, M. P. *A study on the effect of temperature variations on the bonding of concrete overlays*. Articolo di Ricerca Scientifica, American Concrete Institute, 1984.
- DI BENEDETTO, H., C. DE LA ROCHE, H. BAAJ, A. PRONK, e R. LUNDSTROM. *Fatigue of bituminous mixtures*. Articolo di Ricerca Scientifica, Rilem, 2004.
- DI MASCIO, P., F. MISERI, e L. MORETTI. *Approfondimento sulle pavimentazioni in calcestruzzo*. Roma: A.I.T.E.C. Associazione Italiana Tecnico Economica Cemento, 2010.
- FARÈ, S. «Proprietà termiche dei materiali.» In *Scienza e tecnologia dei materiali 4/ed*, di W. F. SMITH e J. HASHEMI. Milano: McGraw-Hill Education (Italy), 2012.
- FOWLER, D. W. *State of the art in concrete polymer materials in the U.S.* Articolo di Ricerca Scientifica, Austin: Balvac, s.d.
- FOWLER, D. W., e G. W. DE PUY. *Guide for the Use of Polymers in Concrete*. American Concrete Institute, 1994.
- GHIRALDINI, S. *Studio sperimentale per la caratterizzazione reologica di conglomerati bituminosi tramite prove di flessione su quattro punti*. Tesi di laurea, Bologna: Università degli Studi di Bologna, 20007.
- GHUZLAN, K. A., e S. H. CARPENTER. *Traditional fatigue analysis of asphalt concrete mixtures*. Articolo di Ricerca Scientifica, Transportation Research Board, 2003.
- HARTMAN, A. M., e M. D. GILCHRIST. *Evaluating four-point bend fatigue of asphalt mix using image analysis*. Articolo di Ricerca Scientifica, ASCE, 2004.

- ISLAM, M. R., e R. A. TAREFDER. *Determining the thermal properties of asphalt concrete using field data and laboratory testing*. Articolo di Ricerca Scientifica, Albuquerque: Elsevier, 2013.
- ISO11359. *Determination of the coefficient of linear thermal expansion of plastics in a solid state by thermomechanical analysis*. ISO, s.d.
- JIMENEZ, F. P., G. VALDES, R. MIRO, R. BOTELLA, e J. CAMPANA. *Effect of thermal stresses on fatigue behavior in bituminous mixes*. Articolo di Ricerca Scientifica, Washington: Transportation Research Board, 2011.
- LLC, CTC & Associates. *Ultra-thin polymer concrete overlays for bridge decks*. Minnesota: Transportation Research Synthesis, 2012.
- MARCHESINI, F. P. *Ponti metallici ferroviari rivettati. Valutazione del danno a fatica e corrosione*. Tesi di laurea, Padova: Università degli Studi di Padova, 2011.
- MICHIELETTO, A. *Studio sperimentale di rivestimenti polimerici sottili per pavimentazioni di impalcato da ponte in calcestruzzo*. Tesi di laurea, Padova: Università degli Studi di Padova, 2013.
- MOLENAAR, A. A. A. *Prediction of fatigue cracking in asphalt pavements. Do we follow the right approach?* Articolo di Ricerca Scientifica, Washington: Transportation Research Board, 2001.
- O'CONNOR, D. N., e M. SAIIDI. *Compatibility of polyester-styrene polymer concrete overlays with Portland cement concrete bridge decks*. Articolo di Ricerca Scientifica, American Concrete Institute, 1993.
- OUSSAMA, E., G. ELHEM, M. VALERIE, e B. MONGI. *Mechanical and physical properties of epoxy polymer concrete after exposure to temperatures up to 250 °C*. Articolo di Ricerca Scientifica, Elsevier, 2011.
- PARK, H. M., J. Y. CHOI, H. J. LEE, e E. Y. HWANG. *Performance evaluation of a high durability asphalt binder and a high durability asphalt mixture for bridge deck pavements*. Articolo di Ricerca Scientifica, Seoul: Elsevier, 2008.
- PASETTO, M., C. MODENA, S. SILVAN, e P. BRUNO. «X Convegno Nazionale S.I.I.V.» *Impermeabilizzazione e pavimentazione di ponti e viadotti con trattamenti irruvidenti a base di malta sintetica*. Padova: Università degli Studi di Padova, 2000.
- PETRANGELI, M. *Progettazione e costruzione di ponti*. Milano: Casa Editrice Ambrosiana, 1996.

- QIAN, Z., L. CHEN, S. LUO, e C. JIANG. *Performance evaluation of a lightweight epoxy asphalt mixture for bascule*. Articolo di Ricerca Scientifica, Nanjing, Chongqing: Elsevier, 2010.
- RAMOUS, E., D. FESTA, e E. BERNARDO. *Complementi di scienza e tecnologia dei materiali*. Padova: Libreria Progetto, 2010.
- RUGGIERO, V. *Miglioramento della processabilità della lega polimerica commerciale ppo/pa attraverso l'impiego di polimeri liquido cristallini*. Tesi di dottorato, Napoli: Università degli Studi di Napoli "Federico II", 2002/2005.
- SINIBALDI, L. *Impiego di metodi numerici avanzati nello studio delle pavimentazioni stradali flessibili*. Tesi di laurea, Bologna: Università degli Studi di Bologna, 2009.
- SIRACUSA, G. *I materiali polimerici*. Appunti, Catania: Università degli Studi di Catania, 2006.
- SIVIERO E., L. MALISARDI, L. PERRONE, e S. TATTONI. *Manuale per la valutazione dello stato dei ponti*. Bolzano: C.I.A.S. Centro Internazionale di Aggiornamento Scientifico Sperimentale, 2011.
- TRB, Transportation Research Record. *Polymer Concrete*. Washington: Transportation Research Board, 1975.
- UNI7087. *Determinazione della resistenza al degrado per cicli di gelo e disgelo*. Milano: UNI, 2002.
- UNI-EN12594. *Bitumi e leganti bituminosi. Preparazione dei campioni di prova*. Milano: UNI, 2007.
- UNI-EN12697-24. *Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo. Resistenza alla fatica*. Milano: UNI, 2012.
- UNI-EN12697-26. *Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo. Rigidezza*. Milano: UNI, 2012.
- UNI-EN12697-30. *Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo. Preparazione del provino mediante compattatore a impatto*. Milano: UNI, 2012.
- UNI-EN14891. *Prodotti impermeabilizzanti applicati liquidi da utilizzare sotto a piastrelle di ceramica incollate con adesivi*. Milano: UNI, 2007.
- UNI-EN1770. *Prodotti e sistemi per la protezione e riparazione delle strutture di calcestruzzo*. Milano: UNI, 2000.
- UNI-EN933-3. *Determinazione della forma dei granuli. Indice di appiattimento*. Milano: UNI, 2004.
- UNI-EN933-4. *Determinazione della forma dei granuli. Indice e forma*. Milano: UNI, 2008.

UNI-EN933-8. *Valutazione dei fini. Prova di equivalente in sabbia.* Milano: UNI, 2000.

UNI-EN-ISO10545-8. *Piastrelle di ceramica - Determinazione della dilatazione termica lineare.*
Milano: UNI, 2000.

VALENTE, D. *I rivestimenti polimerici sottili per la pavimentazione degli impalcati da ponte. Caratterizzazione prestazionale e confronto con le soluzioni tradizionali.* Tesi di laurea, Padova: Università degli Studi di Padova, 2013.

VENDRAMINELLI, G. *Approcci energetici nello studio a fatica di miscele bituminose.* Tesi di laurea, Padova: Università degli Studi di Padova, 2011.